

多高层建筑设计

(第二版)

宋天齐 主编

重庆大学出版社

内 容 提 要

本书据高等学校建筑工程专业指导委员会建议的建筑工程专业《多层及高层建筑结构》课程的基本要求及2002年最新的相关规范编写。书中主要论述了多层及高层建筑结构体系的选择、结构布置、设计原则、计算简化方法及常用结构体系的设计方法。

本书可作为高等院校土木工程专业的本科教材,亦可作为大专教材及供工程技术人员参考。

图书在版编目(CIP)数据

多高层建筑设计/宋天齐主编. —2版. —重庆:

重庆大学出版社, 2003. 7

(土木工程专业本科系列教材)

ISBN 7-5624-2391-1

I. 多... II. 宋... III. ①多层建筑—结构设计—
高等学校—教材②高层建筑—结构设计—高等学校—
教材 IV. TU972

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2003)第 045884 号

多高层建筑设计

(第二版)

宋天齐 主 编

责任编辑:曾令维 版式设计:曾令维

责任校对:廖应碧 责任印制:秦 梅

重庆大学出版社出版发行

出版人:张鸽盛

社址:重庆市沙坪坝正街174号重庆大学(A区)内

邮编:400030

电话:(023) 65102378 65105781

传真:(023) 65103686 65105565

网址:<http://www.cqup.com.cn>

邮箱:fxk@cqup.com.cn (市场营销部)

全国新华书店经销

重庆大学建大印刷厂印刷

开本:787×1092 1/16 印张:13.25 字数:330千

2001年11月第1版 2003年7月第2版 2003年7月第2次印刷

印数:5 001—9 000

ISBN 7-5624-2391-1/TU·90 定价:20.00元

本书如有印刷、装订等质量问题,本社负责调换

版权所有 翻印必究

再版 前言

本教材据全国高等学校建筑工程专业指导委员会建议的建筑工程专业《多层及高层建筑结构》课程的基本要求及 2002 年最新的相关规范编写。

本教材编写中,力求概念清楚,重点突出,要求掌握常用结构体系的特点及手算方法,以便具备今后从事工程设计的必要训练。

本书第 1、2、3、5 章由宋天齐编写,第 8、9 章由赵建昌编写,第 7、10 章由王海莹编写,第 4、6 章由杨虹编写,全书由宋天齐主编。

由于编写时间仓促及作者水平所限,不当之处在所难免,希望读者批评指正。

宋天齐
2003 年 6 月

目录

第1章 受力特点及结构体系	1
1.1 概述	1
1.2 受力特点	10
1.3 框架结构	11
1.4 剪力墙结构	16
1.5 框架-剪力墙结构	18
1.6 筒体结构	21
讨论	23
思考题	24
第2章 结构设计原则	25
2.1 结构体型	25
2.2 结构总体布置	28
2.3 结构方案	33
2.4 设计要点	35
讨论	45
思考题	45
第3章 多层框架结构简化计算	47
3.1 概述	47
3.2 分层法	49
3.3 反弯点法	53
3.4 D 值法	57
3.5 侧移计算及限值	70
讨论	76
思考题	76
第4章 剪力墙结构简化计算	77
4.1 概述	77
4.2 整体墙计算	82

4.3	小开口墙计算	84
4.4	联肢墙计算	89
4.5	壁式框架计算	103
4.6	各类剪力墙的分类划分	107
	思考题	109
	习题	110
第5章	框架-剪力墙结构简化计算	111
5.1	概述	111
5.2	铰结体系协同工作计算	113
5.3	刚结体系协同工作计算	122
5.4	需注意的问题	125
	讨论	129
	思考题	129
第6章	扭转近似计算	130
6.1	概述	130
6.2	抗侧刚度、刚度中心及扭转偏心距	130
6.3	考虑扭转的剪力修正	132
	讨论	135
	思考题	135
第7章	框架结构构件设计	136
7.1	内力组合	136
7.2	延性框架	143
7.3	框架梁抗震设计	145
7.4	框架柱抗震设计	150
7.5	节点设计	157
	思考题	167
第8章	剪力墙截面设计	168
8.1	概述	168
8.2	剪力墙墙肢及连梁内力调整	169
8.3	剪力墙正截面抗弯承载力计算	170
8.4	剪力墙斜截面抗剪承载力计算	174
8.5	剪力墙连梁截面计算	176
8.6	水平施工缝抗剪承载力计算	177
8.7	剪力墙的构造要求	177

8.8 算例	184
思考题与习题	186
第9章 筒体结构设计简介	188
9.1 筒体结构分类及受力特点	188
9.2 结构布置及截面尺寸	189
9.3 筒体结构分析方法	192
思考题与习题	195
第10章 高层建筑的计算机分析简介	196
10.1 概述	196
10.2 常用软件	196
10.3 机算结果产生错误的原因	199
10.4 机算结果的正确性分析	199
参考文献	203

第 1 章

受力特点及结构体系

1.1 概 述

1.1.1 高层建筑的发展简况

高层建筑是近代经济发展和科学技术进步的产物,是现代工业化、商业化和城市化的必然结果。城市人口集中,用地紧张,以及商业竞争的激烈化,促使近代高层建筑的出现和发展。

在人类几千年的文明史中,有很长一段历史时期,建造房屋的物质手段,一直局限于原始材料和简单砌筑,故房屋低矮,基本上沿地表作平面发展。近百年来,由于经济和技术的发展,建筑物逐渐向空中发展,虽然高楼的出现时间较短,但发展速度很快,特别是近 20 年来,各式各样的高楼,在世界各地拔地而起,其规模之大、数量之多、技术之先进、造型之别致,令人叹为观止。

科学和技术的发展动力,来源于社会的需求。高层建筑之所以具有如此强大的生命力,其原因在于社会需求是其“能源”,社会需求在推动着它高速发展。

中国最早的高层建筑是一些寺、塔。河南嵩岳寺塔建于公元 524 年,砖砌单筒结构,15 层,高度 50m;河北定县料敌塔,建于公元 1055 年,砖砌双层筒体(即筒中筒、外筒壁厚 3m),11 层,高度 82m;山西应县木塔建于公元 1056 年,9 层,高度 67m。这些古代高塔在技术和艺术上均具有很高的水平,且都经受了若干次大地震的考验。

高层建筑发展的基本原因如下:

- a) 经济的发展;
- b) 城市人口增多;
- c) 建设用地减少;
- d) 地价上涨;
- e) 建筑科技进步;
- f) 钢筋及水泥的应用。

高层建筑是相对而言的,在国际上至今尚无统一划分标准,在不同国家、不同时期,其规定亦不同。如,美国规定高度在 25m 以上,或 7 层以上的建筑物为高层建筑;英国规定 24.3m 以上的建筑物为高层建筑;法国规定居住建筑高度在 50m 以上,其他建筑高度 28m 以上的建筑为高层建筑;日本则规定,8 层以上或高度超过 31m 的建筑为高层建筑,30 层以上的旅馆、办

多高层建筑设计

公楼和20层以上的住宅定为超高层建筑。

据联合国教科文组织所属的世界高层建筑委员会建议,一般将高层建筑划分为以下4类:

9~16层:高度不超过50m;

17~25层:高度不超过75m;

26~40层:高度不超过100m;

40层以上:高度超过100m。

中国《高层民用建筑设计防火规范》(GBJ45—82)中规定,10层及10层以上的住宅和建筑高度超过24m的其他民用建筑为高层建筑,其划分原则是以中国消防车供水能力等为依据。

中国《住宅建筑设计规定》(GBJ96—86)中规定,中高层住宅为11~16层,高层住宅为10~30层。

中国《民用建筑设计通则》(JGJ37—87)中规定,住宅10层以上为高层,公共建筑及综合型建筑总高度超过24m者为高层(不包括高度超过24m单层主体建筑)。

中国《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ3—2002)规定, ≥ 10 层为高层民用建筑。

对于钢筋混凝土结构,大多数情况下是按JGJ3—2002的规定来划分高层。

国外高层建筑的发展,基本可分为3个阶段:

第一阶段,在19世纪中期之前,欧洲和美国一般只能建造6层左右的建筑,其主要原因是缺少材料和可靠的垂直运输系统。

第二阶段,从19世纪中叶开始到20世纪50年代,世界上第一幢近代高层建筑是美国芝加哥的家庭保险公司大楼(Home Insurance Building),11层,高55m,建于1885年。到19世纪末,高层建筑已突破100m大关。1931年在美国纽约曼哈顿建造的102层、高381m的著名的帝国大厦,它保持世界最高建筑记录达47年之久。

第三阶段,从20世纪50年代开始,高层建筑已出现多种结构体系,如RC结构,S结构。日本于1964年废除了建筑高度不得超过31m的限制。美国是世界上高层建筑最多的国家,1974年美国在芝加哥建成西尔斯大厦(Sears Tower),110层,高443m,钢结构,成束筒,西尔斯大厦的高度居世界最高水平达20年,见图1-1。

中国近代高层起步较晚,发展缓慢。从20世纪初到1949年,中国的高层建筑很少,且大都是外国人设计的。解放前,仅上海、天津、广州等少数城市有高层建筑,其中最高的是上海国际饭店,地上22层,地下2层,高82.51m。解放后,20世纪50年代的国内高层有电报大楼,地上12层,高68.35m;民族饭店,地下1层,地上12层,高47.4m;60年代最高的是广州宾馆,1968年建成,地下1层,地上27层,高87.6m;70年代,层数最多的是广州白云宾馆,地下1层,地上33层,高112m。80年代,高层建筑已遍及各省市,比较有代表性的高层建筑,如中央彩色电视中心,主楼27层,高112.7m,是当时中国8度区最高的建筑(按9度设防);深圳发展中心大厦,43层,高165.3m。90年代,外商投资增加较多,高层建筑发展较快,广州广东国际大厦,RC结构,63层,高200.18m;深圳贤成大厦,RC结构,筒中筒,61层,高218m;深圳地王大厦,81层,高383.95m。



图1-1 西尔斯大厦

高层建筑的发展方向:

- ①多用途、多功能;
- ②体型复杂;
- ③结构体系日趋多样化。

1.1.2 结构体系及国内外高层现状

表 1-1 世界上最高的 100 幢建筑
高层建筑与城市住宅委员会(CTBUH)1995 年 10 月 31 日发布

序号	名 称		城 市	建成年	层数	高度/m	材料	用 途
1	石油大厦 1	Petronas Tower1	吉隆坡	UC96	88	452	M	多功能
2	石油大厦 2	Petronas Tower2	吉隆坡	UC96	88	452	M	多功能
3	西尔斯大厦	Sears Tower	芝加哥	1974	110	443	S	办 公
4	金茂大厦	Jin Mao Building	上 海	UC98	88	421	M	多功能
5	世界贸易中心 1	One World Trade Center	纽 约	1972	110	417	S	办 公
6	世界贸易中心 2	Two World Trade Center	纽 约	1973	110	415	S	办 公
7	帝国大厦	Empire State Building	纽 约	1931	102	381	S	办 公
8	中环广场	Central Plaza	香 港	1992	78	374	C	办 公
9	中银大厦	Bank of China Tower	香 港	1989	70	369	M	办 公
10	T&C 大厦	T&C Tower	高 雄	UC97	85	348	S	多功能
11	标准石油公司大厦	Amoco	芝加哥	1973	80	346	S	办 公
12	约翰·汉考克中心	John Hancock Center	芝加哥	1969	100	344	S	多功能
13	地王大厦	Shun Hing Square	深 圳	UC96	81	325	M	办 公
14	中天大厦	Sky Central Plaza	广 州	UC96	80	322	C	多功能
15	拜约基大厦	Baiyoke Tower II	曼 谷	UC97	90	320	C	多功能
16	克莱斯勒大厦	Chrysler Building	纽 约	1930	77	319	S	办 公
17	国民银行广场	Nations Bank Plaza	亚特兰大	1992	55	312	M	办 公
18	第一州际世界中心	First Interstate World Center	洛杉矶	1989	75	310	M	办 公
19	得克萨斯商业大厦	Texas Commerce Tower	休斯顿	1982	75	305	M	办 公
20	柳京饭店	Ryugyong Hotel	平 壤	UC95	105	300	C	饭 店
21	咨询大厦	Two Prudential Plaza	芝加哥	1990	64	298	C	办 公
22	第一州际银行广场	First Interstate Bank Plaza	休斯顿	1983	71	296	S	办 公
23	兰马克大厦	Landmark Tower	横 滨	1993	70	296	S	多功能
24	南威克街 311 大厦	311 South Wacker Drive	芝加哥	1990	65	292	C	办 公
25	租庇利街/皇后大道中大厦	Jubilee Street/Queen's Road Central	香 港	UC97	69	292	S	办 公
26	第一加拿大大厦	First Canadian Place	多伦多	1975	72	290	S	办 公
27	美洲国际大厦	American International Building	纽 约	1932	66	290	S	办 公

多高层建筑设计

续表

序号	名 称		城 市	建成年	层数	高度/m	材料	用 途
28	自由大厦 1	One Liberty Place	费 城	1987	61	287	S	办 公
29	哥伦比亚第一海上中心	Columbia Seafirst Center	西雅图	1985	76	287	M	办 公
30	华尔街 40 大厦	40 Wall Street	纽 约	1930	70	283	S	办 公
31	国民银行广场	Nations Bank Plaza	达拉斯	1985	72	281	M	办 公
32	华联银行中心	Overseas Union Bank Centre	新加坡	1986	66	280	S	办 公
33	华联银行广场	United Overseas Bank Plaza	新加坡	1992	66	280	—	办 公
34	共和国广场	Republic Plaza	新加坡	1995	66	280	M	办 公
35	花旗中心	Citicorp Center	纽 约	1977	59	279	S	多功能
36	斯科休广场	Scotia Plaza	多伦多	1989	68	275	M	办 公
37	特兰斯科大厦	Transco Tower	休斯顿	1983	64	275	S	办 公
38	社会中心	Society Center	克利夫兰	1991	57	271	M	办 公
39	AT&T 公司中心	AT&T Corporate Center	芝加哥	1989	60	270	M	办 公
40	北密西根 900 大厦	900 North Michigan	芝加哥	1989	66	265	M	多功能
41	国民银行中心	Nations Bank Corporate Center	夏洛特	1992	60	265	C	办 公
42	桃树中心	One Peachtree Center	亚特兰大	1992	60	264	C	办 公
43	加拿大信托大厦	Canada Trust Tower	多伦多	1990	51	263	—	办 公
44	水塔大厦	Water Tower Place	芝加哥	1976	74	262	C	多功能
45	第一州际大厦	First Interstate Tower	洛杉矶	1974	62	262	S	办 公
46	全美金字塔大厦	Transamerica Pyramid	旧金山	1972	48	260	S	办 公
47	G. E 洛克菲勒中心	G. E. Rockefeller Center	纽 约	1933	70	259	S	办 公
48	第一国民银行广场	One First National Plaza	芝加哥	1969	60	259	S	办 公
49	商业银行大厦	Commerzbank Tower	法兰克福	UC97	60	259	—	办 公
50	自由大厦 2	Two Liberty place	费 城	1990	58	258	—	办 公
51	迈萨托大厦	Messeturm	法兰克福	1990	63	257	C	办 公
52	USX 大厦	USX Tower	匹兹堡	1970	64	256	S	办 公
53	门楼	Cate Tower	大 阪	UC96	56	254	—	办 公
54	世界贸易中心	World Trade Center	大 阪	1994	55	252	M	办 公
55	亚特兰大中心	One Atlantic Center	亚特兰大	1988	50	250	M	办 公
56	BNI 城市大厦	BNI City Tower	雅加达	1995	46	250	—	办 公
57	韩国人寿保险公司大厦	Korea Life Insurance Company	汉 城	1985	60	249	S	办 公
58	城巔大厦	City Spire	纽 约	1989	72	248	C	多功能
59	蔡斯曼哈顿广场	One Chase Manhattan Plaza	纽 约	1961	60	248	S	办 公
60	公园街 200 大厦	200 Park Avenue	纽 约	1963	59	246	S	办 公

续表

序号	名 称		城 市	建成年	层数	高度/m	材料	用 途
61	KTAR 大厦	Kompleks Tun Abdul Razak Building	檳 城	1985	65	245	C	办 公
62	马拉场银行大厦	Malayan Bank	吉隆坡	1988	50	244	C	办 公
63	东京都府大厦	Tokyo Metropolitan Govern- ment Building	东 京	1991	48	243	M	办 公
64	内托大厦	Rialto Tower	墨尔本	1985	56	242	C	办 公
65	乌尔沃斯大厦	Woolworth Building	纽 约	1913	57	241	S	办 公
66	美浓银行中心	Mellon Bank Center	费 城	1990	54	241	S	办 公
67	约翰·汉考克大厦	John Hancock Tower	波士顿	1976	60	240	S	办 公
68	银行中心	Bank One Center	达拉斯	1987	60	240	M	办 公
69	JR 中心大厦	JR Central Towers	名古屋	UC99	53	240	—	多功能
70	商业大厦	Commerce Court West	多伦多	1973	57	239	M	办 公
71	莫斯科国立大学	Moscow State University	莫斯科	1953	26	239	—	文 教
72	国民银行中心	Nations Bank Center	休斯顿	1984	56	238	S	办 公
73	美洲银行中心	Bank of America Center	旧金山	1969	52	237	S	办 公
74	世界广场	One worldwide Plaza	纽 约	1989	47	237	S	办 公
75	加拿大广场	One Canada Square	伦 敦	1991	50	237	S	办 公
76	IDS 中心	IDS Center	明尼阿 波利斯	1972	57	236	M	办 公
77	西北中心	Norwest Center	明尼阿 波利斯	1988	57	236	S	办 公
78	第一银行大厦	First Bank Place	明尼阿 波利斯	1992	53	236	S	办 公
79	新加坡财政部大厦	Singapore Treasury Building	新加坡	1986	52	235	M	办 公
80	夏巨库公园大厦	Shinjuku Park Tower	东 京	1994	52	233	S	多功能
81	继承广场	Heritage Laza	休斯顿	1987	53	232	S	办 公
82	科学文化宫	Palace of Culture and Science	华 沙	1955	42	231	M	文 教
83	卡内基大厦	Carnegie Hall Tower	纽 约	1991	60	231	C	办 公
84	第一国民广场	Three First National Plaza	芝加哥	1981	57	230	M	办 公
85	公平大厦	Equitabic Tower	纽 约	1985	51	229	S	办 公
86	宾夕法尼亚广场	One Penn Plaza	纽 约	1972	57	229	S	办 公
87	美洲街 1251 大厦	1251 Avenue of the Americas	纽 约	1972	54	229	S	办 公
88	咨询中心	Prudential Center	波士顿	1964	52	229	S	办 公
89	加利福尼亚广场	Two California Plaza	洛杉矶	1992	52	229	—	办 公
90	煤气公司大厦	Gas Company Tower	洛杉矶	1991	50	228	—	办 公
91	MLC 中心	MLC Center	悉 尼	1978	65	228	C	办 公
92	太吉广场/香格里拉饭店	Two pacific Place/Shangri - La Hotel	香 港	1991	56	228	C	多功能

续表

序号	名	称	城 市	建成年	层数	高度/m	材料	用 途
93	路易斯安那 1100 大厦	1100 Louisiana Building	休斯顿	1980	55	228	M	办 公
94	朝鲜世界贸易中心	Korea World Trade Center	汉 城	1988	54	228	S	办 公
95	永乐街/皇后大道中大厦	Wing Lok Street/Queen's Road Central	香 港	UC97	54	228	—	办 公
96	菲利浦总部大厦	Governor Phillip Tower	悉 尼	1993	54	227	C	办 公
97	摩根总总部大厦	J. P. Morgan Headquarters	纽 约	1989	50	227	S	办 公
98	联合广场	Two Union Square	西雅图	1989	56	226	M	多功能
99	希望大厦南 333	333 South Hope Building	洛杉矶	1975	55	226	S	办 公
100	自由广场	One Liberty Plaza(U. S. Steel)	纽 约	1973	54	226	S	办 公

注:S 为钢结构,C 为混凝土结构,M 为钢-混凝土混合结构;UC 为预计建成时间。

据有关分析,美国的超高层建筑数量占据世界第一。

但近些年来,美国在高层方面的优势正逐渐被改变,亚洲的超高层正后来居上。在中国,统计资料表明,目前高度在 104m 以上的高层建筑约有 100 幢,分布在上海、广州、北京、深圳等 20 个大城市,其中以上海最多,有 76 幢。位于上海浦东的金茂大厦,88 层,高度 420.5m,美国 SOM 设计事务所设计,投资 5.4 亿美元,已竣工,见图 1-2。

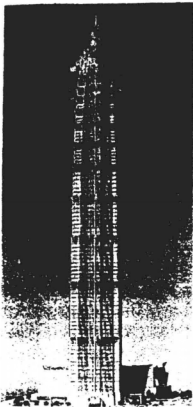


图 1-2 金茂大厦

目前尚正在施工的上海环球金融中心,高 460m,94 层,日本投资,美国 KPF 设计事务所设计。在已建成的高层建筑中,马来西亚吉隆坡的双塔大厦,高 452m,88 层,1996 年竣工,系目前世界第一高楼。

重庆计划兴建重庆综合大厦(114 层,高 457m)。美国规划的纽约“电视城”(Television City Tower,150 层,高 509m)和费尼克斯市的 Phoenix Tower(高 515m),都将突破 500m 大关。日本拟建“空中城市”(高度将超过 1 000m)。正在施工的韩国釜山 Suyong Bay Landmark Tower(102 层,高 462.1m,预计 2002 年竣工),将可能成为已建结构的最高高度。

1.1.3 高层建筑的结构体系

多高层建筑的结构体系:

- ① 框架结构(图 1-3);
- ② 剪力墙结构(图 1-4);
- ③ 框架-剪力墙结构(图 1-5);
- ④ 框架-筒体结构(图 1-6);

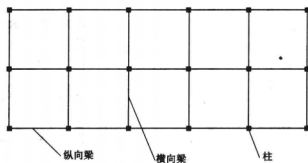


图 1-3 框架结构

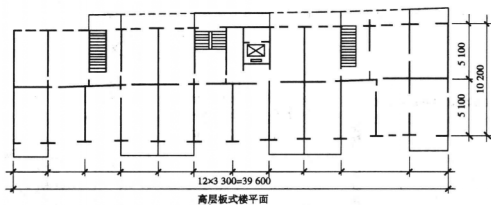


图 1-4 剪力墙结构的平面图

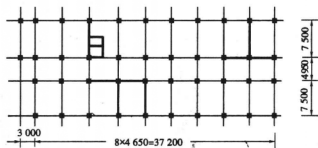


图 1-5 北京饭店东楼

(18 层现浇梁、柱, 预制楼板, 框架-剪力墙结构)

- ⑤框筒结构(图 1-7);
- ⑥筒中筒结构(图 1-8);
- ⑦多筒结构(图 1-9);
- ⑧悬挂结构(图 1-10);
- ⑨巨形框架结构(图 1-11);
- ⑩巨形桁架结构(图 1-12);
- ⑪刚性横梁或刚性桁架结构(图 1-13)。

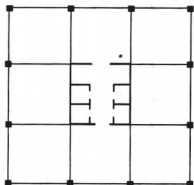


图 1-6 框架-筒体结构的典型布置

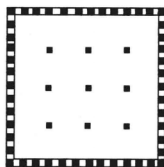


图 1-7 框筒结构

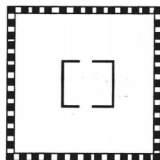


图 1-8 筒中筒结构



66~89 层



90~109 层



1~49 层



50~65 层

图 1-9 西尔斯(Sears)大楼筒体变化图

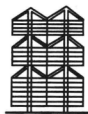


图 1-10 悬挂结构

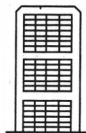


图 1-11 巨型框架结构



图 1-12 巨型桁架结构

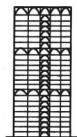


图 1-13 刚性横梁或刚性桁架结构

框架、剪力墙及筒体是 RC 结构中抵抗竖向及水平荷载的基本单元,由它们以及它们的变体组成了各种结构体系,为了突出其抵抗水平力的作用,有时也把它们称为抗侧力结构体系。正确选用结构体系及合理布置抗侧力结构,是结构设计的首要环节,也是最重要的问题。

(1) 框架结构

框架结构的特点是,建筑平面布置灵活,可做成较大空间的会议室、餐厅、办公室及试验室等,加隔墙后,也可做成小房间。如果采用轻质隔墙,则可减轻建筑物重量。住宅中较少使用框架结构,主要原因是柱截面较大,以致柱角突出墙面,影响家具放置。

框架结构侧向刚度小,属柔性结构,因而对其建造高度应予控制。在多层建筑中,框架结构是一种常用的结构体系。

(2) 剪力墙结构体系

利用建筑物的钢筋混凝土墙体,作为竖向承重和抵抗侧力的结构,该结构即为剪力墙结构体系,通常,楼盖内无梁,楼板直接支承在墙上,墙体同时也是维护和分隔房间的构件。

剪力墙的间距受到楼板构件跨度的限制,一般为3~8m,房间墙面及天花板平整,无须吊顶,层高较小。因而剪力墙结构适用于具有小房间的住宅、旅馆等建筑,无论在地震区或非地震区,它都得到广泛的应用。

当剪力墙采用预制墙板,运输到工地后装配而成的整体建筑物,常称为“大板建筑”,但大板建筑由于板缝连接中的具体问题尚欠成熟,故其整体性较差,由于地震区的结构整体性要求很高,因此大板建筑主要用在5~6层的多层住宅中。

现浇钢筋混凝土剪力墙结构整体性好,用大模板等先进施工方法,可缩短工期,节省人力。剪力墙结构的缺点比较明显,例如自重较大,较难设置大空间的房间,图1-4是一种常用剪力墙结构的平面,广州宾馆(27层,87m),广州白天鹅宾馆(30层,102m),北京西苑饭店(27层,92m),均属剪力墙结构。

(3) 框架-剪力墙结构

框-剪结构是把框架和剪力墙结合在一起,共同抵抗竖向和水平荷载的一种体系,它利用剪力墙的高抗侧力刚度和承载力,弥补框架结构柔性大、侧移大的弱点。同时由于它只在部分位置上有剪力墙,又保持了框架结构具有大空间、立面易于变化等优点,故而,框-剪结构是一种较好的结构体系,虽然其出现较晚,但在多高层公共建筑及办公楼建筑中得到了广泛的应用,例如上海宾馆(27层,91.5m)、北京饭店新楼(18层,80m)。图1-5为常见框-剪结构平面图。

(4) 框架-核心筒结构

框架-筒体结构与框-剪结构并无本质区别,框架-筒体结构实际上就是在框架内的一定位置上,设置剪力墙内筒,外周为一般框架,其平面形状较为自由、灵活多样。但是,为了尽可能减少在水平力作用下的扭转,还是应尽可能采用具有对称轴的简单、规则平面。其常见平面见图1-6。上海联谊大厦(28层,105.15m)、南京金陵饭店(37层,110m),均系框架-核心筒结构。

(5) 框筒结构

将建筑物的外围钢筋混凝土墙体做成一个大筒体,它具有很大的抗侧刚度,由于需要开窗,在墙体上开洞而形成了“梁”和“柱”,它的外形与框架类似,但梁的高度大(即窗裙梁),柱的间距小,形成密柱深梁组成的空腹筒结构,称之为框筒。图1-7系某框筒平面图。

(6) 筒中筒结构

筒中筒结构是由两个筒体,作为竖向承重和抗侧力结构的高层结构体系,是框筒结构与核心筒的结合。一般而言,内部核心筒是利用电梯间、楼梯间和设备间等墙体构成。采用筒中筒

多高层建筑设计

结构的有广东国际大厦、深圳国际贸易中心、上海电讯大楼(20层,125m)、北京中央彩电中心(26层,107m)。图1-8为某筒中筒结构平面图。

(7) 多筒结构

在建筑平面内设置多个RC筒体时,即为多筒结构,例如有三重筒体甚至四重筒体。日本东京新宿住友大厦即属三重筒体结构的52层高层建筑;香港合和中心,即属采用四重筒体结构的65层圆形高层建筑。

(8) 成束筒结构

由多个筒体并联而成,具有很大的刚度,可建造很多层数和很大高度的建筑物。美国芝加哥的西尔斯大厦,即为由9个框筒构成的成束筒结构,见图1-9。

高层建筑除以上结构体系外,还出现一些新的结构体系,诸如:

(9) 悬挂结构

以核心筒、刚架、拱等作为主要承重结构,全部楼面均通过钢丝束、吊索挂在上述承重结构上面,形成一种新型结构体系,图1-10即为其示意图。

(10) 巨型框架结构

巨型框架结构是一种“大”框架与“小”框架的组合物,“大”框架(即巨型框架)利用筒体作柱子,“大框架”的梁即为巨型梁(巨型梁的间距为几个楼层或十多个楼层,巨型梁的截面高度一般为一个楼层或几个楼层高),筒体和巨型梁组成巨型框架结构(亦即“大”框架),在“大”框架内再套有“小”框架,所谓“小”框架,即由普通尺寸的梁、柱构成普通层高的次框架,“小”框架不抵抗侧向力,只承受竖向荷载并将它传给巨型框架(“大”框架)梁。深圳37层亚洲大酒店,即为此种结构体系。图1-11即为巨型框架结构示意图。

(11) 巨型桁架结构

由巨型斜杆组成巨型桁架,作为高层建筑的主体结构。香港中银大厦即为巨型桁架结构。图1-12为巨型桁架结构示意图。

(12) 刚性横梁或刚性桁架结构

图1-13为其示意图。

1.2 受力特点

1.2.1 整体工作特性

在低层结构的设计中,常采用将整个结构划分为若干平面结构,按间距分配荷载,然后,逐片按平面结构进行力学分析和设计,然而,这种分析和设计方法对高层建筑不适用。

高层建筑在水平荷载作用下,各楼层总水平力是已知的,但这水平力如何分配到各框框架、各片剪力墙却是未知的。由于各抗侧结构的刚度、形式不同,变形特征亦不同,故不能简单地按受荷面积分配,否则会使抗侧刚度大的结构分配到的水平力过小,偏于不安全。

高层建筑的整体工作特性,主要是由各层楼板作用的结果,楼板在自身平面内的刚度是很大的,几乎不产生变形,故在高层建筑中,一般都假定楼板在自身平面内只有刚体位移,不改变形状,并不考虑平面外的刚度,因而,在高层建筑中的任一楼层高度处,各抗侧结构都要受到楼

板刚度移动的制约,即所谓的位移协调,此时,对于抗侧刚度大的竖向平面结构,必然要分担较多的水平力。

高层建筑是一个复杂的空间结构,对这样的高次超静定结构,要精确地按三维空间结构进行内力与位移分析是十分困难的,因而在实用上,都对结构进行不同程度的简化(简化时,应注意充分反映主要因素,忽略或近似反映次要因素),进行简化计算,但计算的结果必须满足工程上对精度的要求。用简化方法进行内力和位移计算时,采用其抗侧力刚度分配水平力;用计算机进行计算时,采用整体协同工作分析或将整个结构作为三维空间体系的分析方法。

1.2.2 水平荷载影响大

震区多层与高层结构,都要抵抗竖向荷载和水平荷载;在非震区的多层结构设计中,往往是竖向荷载起控制作用,而在震区,不论是单层、多层的结构设计,抑或高层的结构设计,起控制作用的是水平荷载,之所以如此,其根本原因在于侧移和内力随高度的增加而增长迅速。例如一根悬臂杆件,在竖向荷载作用下,产生的轴力仅与高度成线性比例,但在水平荷载作用下,其弯矩与高度成二次方的关系上升,水平荷载下的侧移与高度呈现四次方的关系上升。可见,到一定高度后,内力与侧移均大幅度增加,因此,在高层建筑的结构设计中,抗侧力的设计是个关键,水平荷载是决定因素,侧移是控制指标,见图 1-14。

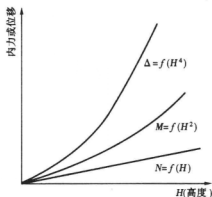


图 1-14 结构内力、位移随高度增长关系

1.2.3 构件需考虑多种变形的影响

结构构件在外力作用下产生的位移,包括弯曲变形、轴向变形和剪切变形三部分。通常在多层结构的分析中,可只考虑弯曲项,轴向和剪切项的影响很小,一般可不考虑,而高层建筑由于层数多,轴力大,再加上沿高度积累的轴向变形显著,轴向变形会对高层结构的内力产生很大影响。此外,高层结构中的柱和剪力墙的截面也往往很大,此时,剪切变形的影响不可忽略。

1.3 框架结构

1.3.1 定义、各组成部分按重要性划分、分类

(1) 定义

框架结构——空间刚结杆系结构。框架结构由梁、柱线型杆件组成,节点(杆件相交点)为刚性(所谓刚性节点,指结构受力变形前后梁柱夹角保持 90° 不变,谓之刚结,但应注意,节点虽是刚性,但仍有移动与转动的可能),框架节点在极个别情况下,也有做成铰节点或半铰节点的,但应尽量避免出现。框架的几何不变性依靠节点的刚性(桁架的几何不变性依靠杆件的合理布置,不依靠节点的刚性)。框架由于节点的刚性,因而不需斜杆也可组成几何不变

体系。框架由于节点的刚性,在受力前后,刚节点虽可转动,但梁柱夹角始终保持直角不变,故刚节点能承受并传递 N 、 V 、 M 。框架由于具有刚节点,因而,梁和柱能作为一个整体,共同承担外荷载(垂直荷载和水平荷载)的作用。

(2) 重要性划分

框架的组成(图 1-15):①节点(要害部分),②柱(第二重要部位),③梁(第三重要部位)。节点是框架的要害部位,是结构整体性的关键部位,同时,又是应力集中的部位。许多震害表明,节点往往是导致结构破坏的薄弱环节,设计中对节点应予以足够重视。

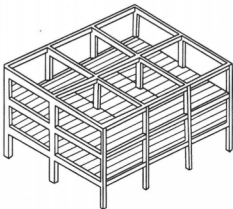


图 1-15 框架结构

(3) 分类

框架结构按所用材料的不同,可分为混凝土结构和钢结构。钢框架结构一般是在工厂预制钢梁、钢柱,运送到现场再拼装成整体框架,具有自重轻、抗震性能好、施工速度快、机械化程度高等优点。但因用钢量大、造价高、耐火性能差、维修费用高等缺点,目前在中国较少采用。RC 框架由于取材方便、造价低廉、耐久性好、可模性好等优点,目前中国绝大部分框架结构均为 RC 结构。为节省材料、减小截面尺寸,可对框架梁施加预应力,也可对整个框架结构整体施加预应力。此外,亦可采用劲性钢筋混凝土结构及组合

结构。

1.3.2 布置、构件尺寸、施工方式

(1) 布置

框架结构的布置首先是确定柱网,即确定柱距(开间)与跨度(进深),柱网必须满足建筑平面及使用要求,同时要结构合理。

从结构上看,柱网应规则、整齐,并符合模数要求,且每个楼层的柱网应相同。工业建筑的柱网尺寸和层高根据生产工艺而定,车间的柱网可归纳为内廊式和等跨式两种。内廊式柱网边跨(主跨)一般为 $6 \sim 8\text{m}$,中跨为 $2.4 \sim 3\text{m}$ 。等跨式柱网,双跨时,跨度一般为 $6 \sim 12\text{m}$,多跨时跨度多取 $6 \sim 8\text{m}$,柱距一般均为 6m ,层高一般为 $3.6 \sim 5.4\text{m}$ 。

对于民用建筑,柱网和层高根据建筑使用功能而定,一般可分为大柱距和小柱距两类。小柱距指一个开间为一个柱距;大柱距指两个开间为一个柱距。柱距的大小除应考虑使用要求外,尚应考虑到预制楼板长度和技术经济指标。

至于跨度,对于旅馆,当采用内廊式时,多采用三跨框架,在跨度的安排上目前有两种做法,一种是边跨大,中跨小;另一种是边跨小,中跨大。对于办公楼,多采用内廊式柱网,内走廊的跨度一般为 2.1m 。公用事业建筑多采用等跨式柱网,除常用的矩形网格外,目前亦出现圆形、三角形、八边形柱网。

在具有正交轴线柱网的框架结构中,通常可形成很明确的两个方向的框架,矩形平面的长向称为纵向,短向称为横向。对于承受竖向荷载,由于楼板布置方式不同,有主要承重框架和非主要承重框架的区别。当楼板(或次梁)支承在横向框架上,横向框架则成为主要承重框

架。纵向框架为非主要承重框架。如采用双向板,则双向框架均为承重框架。图 1-16 为框架柱网布置。

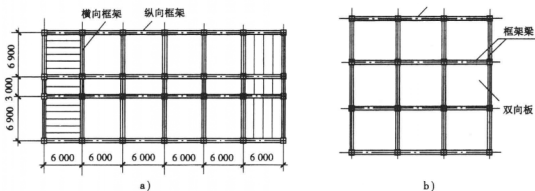


图 1-16 框架柱网布置

就承受水平荷载而言,两个方向的框架分别抵抗与框架方向平行的水平荷载。在非地震区,矩形平面建筑的纵向受风面积小,建筑物纵向刚度较横向大,此时,纵向梁可视为连系梁。但必须指出,在地震区,框架结构在纵、横两个方向都承受很大的水平力,而且,由于纵向地震作用往往大于横向,故纵向不存在连系梁的提法,纵向和横向均系框架梁,且截面高度均不能过小。

框架结构无论在纵向抑或横向,两个方向的梁柱连接都必须做成刚结,从而形成高次超静定结构,既承受竖向荷载,亦承受风载及水平地震作用。

(2) 构件尺寸

框架梁、柱的截面尺寸,应该由承载力及抗侧刚度要求决定,但是在内力、位移计算之前,就需确定梁柱截面,通常是在初步设计时由估算或经验选定截面尺寸,然后通过承载力及变形验算最后确定。

梁截面尺寸主要是满足竖向荷载下的刚度要求,主要承重框架梁按“主梁”估算截面。在震区,由于框架结构杆件截面尺寸小、刚度小、侧移大,故震害较重,因此,抗震设计中,应合理确定杆件截面尺寸。

为保证框架梁对梁柱节点的必要约束作用,框架梁截面宽度不宜过小,一般不应小于 250mm,且梁宽不小于柱宽的 1/2。框架梁的高度不宜过高,因为在地震引起的反复荷载作用下,框架梁会产生较大的塑性变形,因而要求框架梁能够具备较大的塑性转动能力,如果梁的截面高度过高,梁高与净跨度的比值大于 1/4 时,与普通梁比较,塑性转动能力降低,则有可能出现剪力破坏。因此,为使框架梁具有良好的抗震性能,有必要控制梁的高跨比,一般宜取计算跨度的 1/10 ~ 1/15 (JGJ3—2002 中,为计算跨度的 1/18 ~ 1/12)。框架梁的截面尺寸应符合以下要求:

- ① 梁截面宽度不宜小于 200mm;
- ② 梁截面高宽比不宜大于 4;
- ③ 梁净跨与截面高度的比值(跨高比)不宜小于 4;
- ④ 在框架结构或框-剪结构中,框架的梁柱中心线宜重合,梁柱中心线间偏心距不宜大于

柱宽的 1/4, 当为 8 度及 9 度设防时, 如偏心距大于柱宽的 1/4, 可增设梁的水平加腋;

⑤当梁高较小, 或采用宽扁梁时, 在计算梁的挠度时, 可扣除梁的合理起拱值, 对现浇梁板, 宜考虑梁受压翼缘的有利影响。

柱截面尺寸可根据柱子可能承受的竖向荷载估算, 在初步设计时, 一般根据柱支承的楼板面积及填充墙长度, 由单位楼板面积重量(包括自重及使用荷载)及填充墙材料重量计算一根柱的最大竖向轴力设计值, 在考虑水平荷载影响后, 由表 1-2 估算柱截面面积, 使用时可根据所支承的楼层重力荷载产生的轴向压力设计值 N (荷载分项系数可取 1.25) 及混凝土轴心抗压强度设计值 f_c , 按表 1-2 所列式计算, 然后再确定柱截面的边长。

表 1-2 粗估框架柱截面面积 A_c 的计算式

框架抗震等级	外 柱	内 柱
一级	$1.4N/0.7f_c$	$1.3N/0.7f_c$
二级	$1.3N/0.8f_c$	$1.2N/0.8f_c$
三级	$1.2N/0.9f_c$	$1.1N/0.9f_c$

柱截面尺寸亦可据轴压比(指柱考虑地震作用组合的轴压力设计值与柱全截面面积和混凝土轴心抗压强度设计值乘积的比值)公式计算。但应注意, 用该式计算所得柱截面一般偏大, 应予以折减。此外, 确定柱截面时尚应注意以下方面, 7 度区柱截面短边 $< 350\text{mm}$, 8 度区柱截面短边 $< 400\text{mm}$, 柱截面高宽比不宜大于 3, 柱剪跨比宜大于 2 (避免出现短柱)。

(3) 施工方式

RC 框架结构按施工方法的不同分为全现浇式、半现浇式、装配式和装配整体式。全现浇式框架即梁、柱、楼盖均为现浇 RC, 其整体性好, 抗震性能好。半现浇式框架指梁、柱现浇, 楼板预制; 或柱为现浇, 梁和楼板预制的结构。装配式框架指梁、柱、楼板均为预制, 经焊接拼装成整体框架结构。装配整体式框架指梁、柱、楼板均为预制, 吊装就位后, 焊接或绑扎节点区钢筋, 通过浇筑混凝土, 形成框架节点, 从而将梁、柱及楼板连成整体框架。

1.3.3 刚度、变形类型、适用范围、优缺点

(1) 刚度

由于控制框架侧移刚度的梁柱截面尺寸较小, 故框架结构刚度较小, 与框-剪结构、剪力墙结构、筒体结构相比, 框架结构的刚度最低, 属柔性结构。

(2) 变形类型

在水平荷载作用下, 建筑物的侧移曲线分为剪切型与弯曲型两种。框架由于梁柱弯曲变形产生的侧移属于剪切型, 总体水平位移曲线类似于剪切型的悬臂构件; 而由柱的轴向变形所引起的侧移则属于弯曲型。对于常用的三种结构体系, 其变形曲线类型如下: 框架结构的变形类型属剪切型(严格地讲应为以剪切型为主), 剪力墙结构的变形类型属弯曲型, 框-剪结构的变形类型属弯剪型。

(3) 适用范围

按 JGJ3—2002 规定, 框架结构的适用范围见表 1-3、表 1-4。

以表 1-3 中 8 度区框架为例,其适用最大高度为 45m,相当于 15 层,这显然存在问题。为保证承载力及侧移,笔者认为,8 度区的框架的层数应 ≤ 7 层(其他烈度下的值亦应相应下调)。

表 1-3 A 级高度钢筋混凝土高层建筑的最大适用高度/m

结构体系		非抗震设计	抗震设防烈度			
			6 度	7 度	8 度	9 度
框 架		70	60	55	45	25
框架-剪力墙		140	130	120	100	50
剪力墙	全部落地剪力墙	150	140	120	100	60
	部分框支剪力墙	130	120	100	80	不应采用
筒 体	框架-核心筒	160	150	130	100	70
	筒中筒	200	180	150	120	80
板柱-剪力墙		70	40	35	30	不应采用

注:①房屋高度指室外地面至主要屋面高度,不包括局部突出屋面的电梯机房、水箱、构架等高度;

②表中框架不含异形柱框架结构;

③部分框支剪力墙结构指地面以上有部分框支剪力墙的剪力墙结构;

④平面和竖向均不规则的结构或Ⅳ类场地上的结构,最大适用高度应适当降低;

⑤甲类建筑,6,7,8 度时应按本地区抗震设防烈度提高一度后符合本表的要求,9 度时应专门研究;

⑥9 度抗震设防、房屋高度超过本表数值时,结构设计应有可靠依据,并采取有效措施。

表 1-4 B 级高度钢筋混凝土高层建筑的最大适用高度/m

结构体系		非抗震设计	抗震设防烈度		
			6 度	7 度	8 度
框架-剪力墙		170	160	140	120
剪力墙	全部落地剪力墙	180	170	150	130
	部分框支剪力墙	150	140	120	100
筒 体	框架-核心筒	220	210	180	140
	筒中筒	300	280	230	170

注:①房屋高度指室外地面至主要屋面高度,不包括局部突出屋面的电梯机房、水箱、构架等高度;

②部分框支剪力墙结构指地面以上有部分框支剪力墙的剪力墙结构;

③平面和竖向均不规则的建筑或位于Ⅳ类场地的建筑,表中数值应适当降低;

④甲类建筑,6,7 度时应按本地区设防烈度提高一度后符合本表的要求,8 度时应专门研究;

⑤当房屋高度超过表中数值时,结构设计应有可靠依据,并采取有效措施。

(4) 优缺点

框架结构的优缺点如下,优点:①空间大;②延性好;③造价稍低。缺点:①承载力低;②刚度小(柔性结构);③侧移大;④非结构构件破坏重,维修费用高;⑤次生内力复杂;⑥缺少二道

防线;⑦震区建筑物 ≥ 8 层时不应采用;⑧ $P-\Delta$ 效应显著。需要指出的是,在框架结构的缺点中,致命的缺点是缺少二道防线,这将显著降低结构抗震能力。故结构选型时,应多加注意。

1.4 剪力墙结构

1.4.1 定义、刚度、多道防线

(1) 定义

剪力墙结构——空间 RC 板系结构。剪力墙的定义应符合两点:①RC 材料;②以抵抗水平力为主。剪力墙结构系由多层砖房演变而来,当砖房的材料由砖砌体改为 RC 时,则成为剪力墙结构,由于所用材料的改变,结构的承载能力和抗震能力有很大提高,成为高层建筑中的主要结构体系。

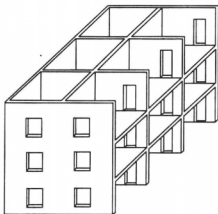


图 1-17 剪力墙结构

(2) 刚度

在剪力墙结构中,纵横向墙体均为 RC 剪力墙,故建筑物的刚度比框-剪结构及框架结构均大,剪力墙结构中的剪力墙既承受竖向荷载,又承受水平荷载(以后者为主),剪力墙亦称抗震墙,但后者范畴大于前者。图 1-17 即为剪力墙结构。

剪力墙是一种既高又宽,但厚度较薄的墙体,它在竖向荷载下是受压的薄壁柱,在水平荷载作用下,是底部固定,顶端自由的悬臂深梁。剪力墙结构中的剪力墙在压、弯、剪复合状态下工作。剪力墙结构适用于高层住宅和高层旅馆,但不适用于需要大空间的办公楼。剪力墙结构由于整体性强、侧移小,故具有较高的抗震能力。

(3) 多道防线

剪力墙结构具有多道防线,在遭遇地震时,连梁是第一道防线,连梁首当其冲,消耗一部分地震能量,连梁破坏后,墙肢作为第二道防线,继续抵抗地震力,此时,一则地震力“锐气”大减,二则结构周期发生变化,故能减轻建筑物的破坏程度。

1.4.2 布置、构件尺寸、施工方式

(1) 布置

剪力墙结构的布置,应符合以下要求:

- ①剪力墙应双向布置;
- ②沿建筑物整个高度,剪力墙应贯通,上下不错层,不中断,门窗洞口应对齐;
- ③剪力墙端部宜有翼缘(与其垂直的剪力墙),它可增大剪力墙的出平面刚度,亦可提高剪力墙平面内抗弯延性;

④震区剪力墙宜设计成 H/B (H ——总高, B ——墙面宽度) 较大的高墙或中高墙, 因为矮墙延性不好。此外, 墙的长度太长时, 宜将墙分段, 以提高弯曲变形能力;

⑤对底部为大空间的剪力墙结构, 底部的部分剪力墙做成框支剪力墙, 底部另一部分剪力墙做成落地剪力墙。

1) 框支剪力墙 (亦称框托墙结构)

结构上部各层采用剪力墙结构, 结构底部一层或几层采用框-剪结构或框架-筒体结构, 故属于双重结构体系, 见图 1-18、图 1-19。

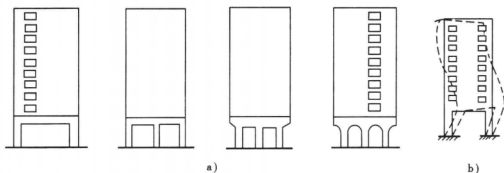


图 1-18 框支剪力墙

框支剪力墙结构在地震时, 底层因采用框架, 导致刚度突变, 变形集中, 故破坏严重。框支剪力墙结构当框支层剪力墙全部不落地时, 在震区是禁用的。落地剪力墙数量不应小于总量的 50%, 落地剪力墙间距不宜过大, 墙厚宜增大。对于框支层部分剪力墙落地的框支剪力墙结构, 在震区可用, 但应对底层予以加强。在 9 度区, 不宜选用此种体系。

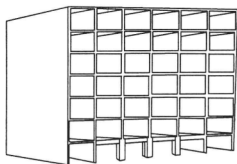


图 1-19 底层大空间剪力墙结构

2) 鱼骨式剪力墙结构

剪力墙结构按其体型分为“板式”、“塔式”两种, 前者亦称“条式”, 其特点是平面为矩形; 后者特点为长宽相当, 两个方向水平刚度相差不大。对于板式剪力墙结构, 当下部仍保持大空间, 上部只保留内纵墙, 外纵墙取消, 此即鱼骨式剪力墙结构 (平面图中剪力墙形状与鱼骨形状相似)。此体系的缺点是纵向抗震能力差、抗扭能力差, 故震区禁用。此体系平面见图 1-20。

(2) 构件尺寸

①较长的剪力墙可用跨高比不小于 5 的连梁分为若干个独立墙肢, 每个独立墙肢可为整体墙或联肢墙, 每个独立墙段的总高度和宽度之比不应小于 2, 墙肢截面高度不宜大于 8m;

②两端有翼墙或端柱的剪力墙厚度, 抗震等级为一、二级时不应小于楼层净高的 $1/20$, 且不小于 160mm; 一、二级底部加强区厚度不应小于层高的 $1/16$, 且不应小于 200mm; 当底部加强部位无端柱或翼墙时, 截面厚度不宜小于楼层净高的 $1/12$;

③按三、四级抗震等级设计的剪力墙厚度, 不应小于楼层高度的 $1/25$, 且不应小于

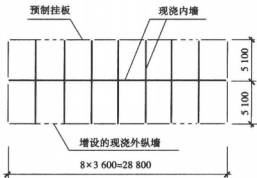


图 1-20 鱼骨式墙体住宅平面

或滑升模板等方法时进度快。滑模施工时, 本层垂直度允许偏差为 5mm, 全高垂直度允许偏差为 $H/1\,000$, 或为 50mm。

1.4.3 变形类型、适用范围、优缺点

(1) 变形类型

剪力墙结构的层数很多(一般在十多层至数十层), 墙体高宽比大于 4, 变形类型以弯曲型为主, 总体水平位移曲线与弯曲型悬臂构件类似。

(2) 适用范围

现浇 RC 剪力墙结构成本较低、整体性好, 采用大模板、滑模等先进施工方法, 可缩短工期, 节省人力。建造层数一般在 15 ~ 30 层, 适用于住宅和旅馆等建筑。

(3) 优缺点

剪力墙结构的优点是抗侧移刚度大、变形小, 因而非结构构件损坏少, 断水、断电、火灾等次生灾害小。结构次生内力、 $P-\Delta$ 效应不显著, 弹塑性稳定性问题不突出。经合理设计并采取适当构造措施, 延性可满足规范要求, 地震时墙体即使严重开裂、强度衰减, 其承载能力也很少降低到承重所需要的临界承载力以下, 故抗震能力强、震害较轻, 只有极个别的倒塌。

剪力墙结构的缺点是, 平面布置不够灵活, 大房间受到限制, 此外, 结构自重重大, 刚度大, 周期短, 所受地震力大, 可采用调整刚度的方法减少以上缺点。

1.5 框架-剪力墙结构

1.5.1 定义、刚度、多道防线

(1) 定义

框-剪结构——空间杆板组合体系。框-剪结构是由框架和剪力墙共同承受荷载的结构体系, 是将框架和剪力墙结合在一起, 共同抵抗竖向和水平荷载的一种结构体系。它利用剪力墙的高抗侧移刚度和承载力, 弥补框架结构抗侧移刚度小、变形大的弱点, 同时, 由于它只在部分位置上有剪力墙, 故保持了框架结构具有较大的灵活空间的优点, 弥补了剪力墙结构开间过小

160mm, 其底部加强区厚度不宜小于层高的 $1/20$, 且不宜小于 160mm;

④剪力墙井筒中, 分隔电梯井或管道井的墙厚, 可适当减小, 不宜小于 160mm。

(3) 施工方式

按施工特点, 剪力墙结构分为三类:

①全现浇 RC 结构;

②全装配 RC 结构;

③内墙采用大模板现浇 RC, 外墙用预制墙板。

目前大多采用全现浇式, 当采用大模板

的不足,既可使建筑物平面布置灵活,又能对结构提供足够的抗侧刚度。

(2) 刚度

框-剪结构是由框架和剪力墙结合在一起构成的双重体系(由不同变形特性的两种类型抗侧构件组成的结构体系),兼有框架结构和剪力墙结构的优点,且弥补了二者的不足。框架结构是柔性结构,剪力墙结构是刚性结构,框-剪结构是半刚性结构,刚度介于框架结构和剪力墙结构之间。地震时建筑物所受地震作用的大小,与其刚度相关。要使结构设计做到既安全又经济,避免发生强度型破坏,确定高层结构体系时,结构的刚度要适当,不可过大。由于框-剪结构刚度适当,故而是一种经济有效、应用广泛的结构体系。

(3) 多道防线

地震区建筑应具备多道抗震防线。在框-剪结构中,剪力墙是第一道防线,框架属第二道防线,当剪力墙在一定强度的地震作用下遭受可允许的损坏,刚度降低或部分退出工作,并吸收相当的地震能量后,框架部分则发挥第二道防线的作。这种体系的设计,既要考虑到剪力墙承受大部分地震力,又要考虑到剪力墙刚度降低后,框架部分能承担一定的地震作用。

1.5.2 墙量、构件尺寸、布置、施工方式

(1) 墙量

框-剪结构中,剪力墙属第一道防线,在地震时承担大部分水平力,故剪力墙的数量多少,是框-剪结构设计的关键,墙量关系到框-剪结构的安全、经济。墙量如果偏少,结构不安全;如墙量偏多,则不经济。剪力墙的数量应该适度,在满足侧移的前提下,墙量宜小一些,墙量的具体确定见第5章。

(2) 构件尺寸

框-剪结构中,边框剪力墙厚度不应小于160mm,且不小于墙净高的 $1/20$,剪力墙中线与边框柱中心宜重合,边框梁截面宽度不小于两倍墙厚,梁截面高度不小于3倍墙厚,边框柱截面宽度不小于2.5倍墙厚,边框柱截面高度不小于柱宽。剪力墙应避免开大洞,且开洞数量要少。任一楼层,洞口面积与墙面积之比不应大于 $1/6$ 。每道剪力墙(含单片墙、小开洞墙)或多肢墙墙肢的总高度与其长度的比值 H/L 不应小于2,其中每一墙肢长度不宜大于8m。

(3) 布置

剪力墙在纵、横两个轴线方向均需布置,两个方向的墙量应大体相当。剪力墙的布置原则是“对称、均匀、周边、分散”。均匀、分散是要求剪力墙的片数多,但每片的刚度不要太大,不能只设置一两片刚度很大,连续很长的剪力墙,由于片数过少,每片墙负担较重,地震时万一一个别剪力墙破坏后,剩下的几片墙则难以抵抗全部地震力,剪力墙被地震力各个击破,局部破坏导致整体破坏。对称、周边是对结构抗扭的要求,剪力墙对称布置,可以基本保证水平力合力通过刚度中心,避免和减少受扭,此外,剪力墙沿建筑物平面的周边布置,可以加大抗扭内力臂,提高结构的抗扭能力。

一般情况下,剪力墙宜布置在以下部位:

① 竖向荷载较大处

主要考虑以下原因,因剪力墙承受较大的竖向荷载,可以避免设置截面尺寸过大的柱子,此外,因剪力墙是第一道防线,承受很大的弯矩和剪力,需要很大的竖向荷载来起平衡作用,提高了其抗剪能力,同时,基础设计时也较方便。

②平面形状变化处

平面变化较大部位,容易在楼面上产生较大的应力集中,是震害易发生的部位,故设置剪力墙进行加强。

③楼梯间、电梯间

楼梯间、电梯间因楼板开大洞,刚度削弱严重,故设剪力墙加强,设置部位在楼(电)梯间两侧,与楼电梯竖井共同来加强,是一种有效措施。切忌只在洞口一侧设置剪力墙,以避免已被洞口削弱的楼板承受过大的水平地震剪力。在保证剪力墙间距的前提下,横向剪力墙宜尽可能布置在端部,纵向剪力墙宜布置在中部附近。纵横剪力墙应成组布置,使其互为翼缘,以提高强度和刚度。剪力墙的间距应满足表 1-5 的规定,以防止楼板在平面内的变形过大。

表 1-5 剪力墙的间距(m)和楼、屋盖的长宽比限值

楼、屋盖类别	6~7 度		8 度		9 度	
	间距	长宽比	间距	长宽比	间距	长宽比
现浇梁板	50	4.0	40	3.0	30	2.0
装配整体	4.0	3.0	30	2.5	—	—

(4) 施工方式

框-剪的施工方式有现浇及装配整体式两种,在震区,一般宜采用现浇式,以加强整体性及提高抗震能力。

1.5.3 变形类型、适用范围、优缺点

(1) 变形类型

框-剪结构中既有框架,又有剪力墙,彼此之间通过平面内刚度无穷大的楼板联系在一起,二者不能独立变形,当不计扭转时,在同一楼层上位移必须相等,整个框-剪的变形类型属剪弯型,具体的形状为一条反 S 形曲线。

(2) 适用范围

框-剪结构适用的最大高度见表 1-3,表 1-4。在实际工程结构设计中,对于地震区的框-剪结构,常用的层数范围一般为 8~18 层。

(3) 优缺点

框-剪的优点为:①侧移小(同框架比);②减轻节点负担;③增加超静定次数;④保证塑性铰均匀发展;⑤层间侧移趋于均匀;⑥框架部分各层层剪力趋于均匀。缺点为:水平方向刚度不均匀。

1.6 筒体结构

1.6.1 定义、刚度、类别

(1) 定义

筒——封闭的剪力墙。

筒体结构——靠筒抵抗水平力的结构。

梁和柱是线形构件,剪力墙是平面构件,而筒则属于立体构件(亦称空间构件),立体构件由线形构件或平面构件组成,其水平截面为箱形,如同一个底部固定、顶端自由、竖向放置的薄壁筒(亦即竖向悬臂箱形梁),既可承受竖向荷载,又可承受水平力作用。

(2) 刚度

筒体系薄壁空间构件,筒体的楼板类似于竹子中的节膜,用来保证筒体的整体性能。

采用 I 形或筒形截面的梁,比矩形梁的刚度大得多,其原因在于远离中和轴的翼缘承担了较大的弯曲正应力,同样,由剪力墙做成的实腹筒,在水平力作用下的承载力和刚度,要比单片墙大得多,其原因在于存在翼缘。筒体结构是由框-剪和剪力墙结构演变而来,它将抗侧力结构集中设置于建筑物的内部,形成空间封闭筒体(其内部多为电梯间等服务用房),筒体由于是空间整截面工作的结构,因而筒体结构具有很大的抗侧刚度(在所有的结构体系中,筒体结构的刚度是最大的)和抗水平推力的能力,并随建筑物的高度增加而具有明显的空间作用。

(3) 类别

筒体结构按照竖向结构的形成、布置及数量的不同,可分为以下类别:

① 实腹筒

由电梯间与设备管线井道周围的 RC 墙组成,水平截面为箱形,一般位于建筑物中部、筒壁上仅开有少量洞口(实腹筒即核心筒、井筒、墙筒),见图 1-21。

② 空腹筒

建筑物四周墙体在各层都开有规则布置的门窗洞时,洞口将墙体分成由“梁”、“柱”组成的框架,由于“梁”截面较高,“柱”距较小,故其特点是“密柱深梁”。框筒结构实质上是由“密柱深梁”构成的空间网格结构,类似于四榀框架拼结而成。框筒在水平力作用下,不仅平行于水平力方向的两榀框架(亦称腹板框架)起作用,而且垂直于水平力方向上的两榀框架(亦称翼缘框架)也共同受力,形成一个空间受力体系。

③ 框架-筒体

建筑物内部为实腹筒,外部为框架结构。

④ 筒中筒结构

由两个以上筒体组成的结构体系,建筑物周边为框筒,内部为实腹筒构成的结构体系。其平面可为矩形、正方形、圆形、三角形,筒中筒结构的内筒与外筒(框筒,亦即空腹筒)之间的距离以不大于 12m 为宜,内筒面积占整个筒体面积的比例,对结构的抗侧刚度有较大的影响。一般而言,内筒的边长宜为外筒相应边长的 1/3 左右。当内外筒之间距离较大时,可另设柱子作为楼面梁的支承点,以减小楼面结构层的高度。

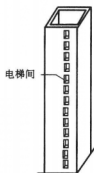


图 1-21

⑤成束筒结构

当建筑物平面尺寸进一步加大,以致采用框筒或筒中筒结构无法满足抗侧刚度要求时,可采用束筒结构(亦称组合筒或模数筒),由于中间两排框架的作用,可以有效地减小外筒翼缘框架中的剪力滞后,使内筒或内部柱子充分发挥作用。

⑥多重筒结构

当建筑物平面尺寸很大或内筒较小时,内外筒之间的距离较大,即楼盖结构的跨度变大,这样将会增加楼板的厚度或楼面大梁的高度,为保证楼盖结构的合理性,降低楼盖结构层高度,可在筒中筒结构的内外筒之间,增设一圈柱子或剪力墙,如果将这些柱子或剪力墙用深梁连系起来,使之形成一个“筒”的作用,则可认为由 3 个筒共同工作来抵抗水

平力,亦即形成三重筒结构。

⑦桁架筒

筒体的四壁由竖杆和斜杆形成的桁架组成。

1.6.2 布置、施工方式、框筒与框架-筒体的区别

(1)布置

框筒(空腹筒)一般适用于塔式建筑,布置在建筑物的周边,为保证翼缘框架在抵抗侧向力中的作用,以充分发挥筒的空间作用,多要求墙面孔洞面积不宜大于墙面总面积的 50%,周边柱轴线间距为 2.0~3.0m,不宜大于 4.5m,窗裙梁截面高度一般为 0.6~1.5m,截面宽度为 0.3~0.5m,建筑物高宽比宜大于 3,长宽比不宜大于 2,框筒结构由于柱距较密,常不易满足建筑上的要求,为扩大底层出入洞口,常采用巨形拱、梁或桁架支承上部柱子。

(2)施工方式

筒体结构只采用全现浇施工方式,为保证筒体结构的整体性及空间工作特性,而不采用装配式及装配整体式施工方式。

(3)框筒与框架-核心筒的区别

二者易于混淆,为正确区分,现将二者主要区别分述如下:

1)框筒

- ①建筑物周边是空腹筒;
- ②内部为框架;
- ③密柱深梁(小柱距,柱轴线距为 2.0~3.0m,窗裙梁高 0.6~1.5m);
- ④是单筒;
- ⑤震区不能采用框筒结构。

2)框架-核心筒(外围框架和内部实腹筒组成的结构体系)

- ①外部是普通框架;
- ②内部是实腹筒;
- ③框架柱距据建筑功能定,无限制,一般为 4~8m。

3)筒中筒结构(由外部框筒和内部实腹筒构成的结构体系)。

- ①周边是框筒;

②内部是实腹筒(核心筒)。

需指出的是,实际工程中几乎不存在框筒(只有当电梯井在框筒外单设,或者电梯井也是框架柱的,方属框筒),因为筒体是用于高层的,高层的电梯间,在绝大多数情况下,属实腹筒,故实际上,一般误称的框筒,实则筒中筒。

1.6.3 变形类型、适用范围、优缺点

(1) 变形类型

框筒——剪弯型。框筒在水平力下,翼缘框架中各“柱”均参与构件整体弯曲,极大地提高了构件抗推刚度中的弯曲刚度成分,使框筒在水平力作用下的整体弯曲变形大幅度减小。至于构件侧移中的整体剪切变形成分,在框筒中,同样也是由腹板框架中“柱”和“梁”的弯曲变形引起的,故框筒的整体剪切变形有所减小,故而,总体而言,框筒在水平力作用下的变形类型为剪弯型。

框架-核心筒——剪弯型。

筒中筒——剪弯型。类似于框-剪结构。

(2) 适用范围

框筒系单筒(空腹筒),不应单独使用,震区更不应采用框筒,大多数情况下与实腹筒联合作为筒中筒应用。单纯的框筒在工程中很难看到,因为高层建筑的电梯间系实腹筒,故一般误称的框筒,实则为筒中筒。

框架-核心筒是常用的高层结构体系,最多适用层数可达30层左右,具体高度可参考表1-3,表1-4。

筒中筒结构,由于刚度大,抗震性能好,故其最多适用层数多于框架-核心筒,少于成束筒、多重筒,具体值见表1-3,表1-4。

(3) 优缺点

优点:①承载力高;②空间刚度大;③抗震、抗风性能好;④适用于20层以上,层数较多的高层建筑。

缺点:①计算量大,必须机算;②计算复杂;③施工难度大。

讨 论

1. 高层建筑的高度和数量,虽然反映了一个国家的科学技术水平与经济发展程度,但亦应看到,这只是问题的一个方面。对高层建筑亦应适当控制(包括与原有建筑物的协调,与该城市历史特点的协调)。

2. 在高层结构设计中,水平力是控制因素,在震区多层结构设计中,水平力亦是决定因素。

3. 框架结构由于存在较多缺点,如缺少二道防线,刚度小,侧移大等,故不适用于震区高层,震区的框架层数应予控制,不应超过7层。

4. 剪力墙结构的主要缺点是刚度大,周期短,地震力过大,设计中应予以注意,解决的途径是调整刚度。

5. 框筒系单筒结构,不能用于震区高层。

多高层建筑设计

6. JGJ3-2002 表 4. 2. 2-1, 表 4. 2. 2-2 及 GB50011—2001 表 6. 1. 1 中各值, 一般偏大, 采用时应斟酌而行。

思考题

1. 多、高层建筑有哪几种结构体系? 各有何优缺点?
2. 框架结构由哪几部分构成? 各部分重要性如何?
3. 框架结构中梁、柱截面尺寸如何确定?
4. 框架结构有何优缺点?
5. 剪力墙结构有何优缺点?
6. 框-剪结构有何优缺点?
7. 框-剪结构中, 剪力墙数量如何确定?
8. 试比较框架结构、剪力墙结构、框-剪结构各自的刚度。
9. 试说明框架结构、剪力墙结构、框-剪结构各自的变形类型。
10. 框筒与框架-筒体有何区别?

第2章

结构设计原则

2.1 结构体型

2.1.1 平面形状、偏心距

(1) 平面形状

一般的多层建筑在设计时,建筑体型的影响不大,而高层建筑则不同,建筑体型影响较大。建筑体型直接关系到结构的可行性及经济性。复杂的外形平面,使楼盖在其自身平面内的刚度多处发生变化,建筑物的水平力合力中心与刚度中心偏离,容易使建筑物产生扭转。平面形状转折处,往往产生应力集中,加大结构中某些构件和节点的内力。

当结构单元长度过大时,容易产生较大的温度应力,在地震时,建筑物两端亦可能发生不同的地震运动,对上部结构产生不利影响。

高层建筑的建筑平面,一般可设计成矩形、方形、圆形、Y形、L形、十字形、井字形等,从抗风的角度看,具有圆形、椭圆形等流线型周边的建筑物所受的风荷载较小,从抗震的角度看,平面对称,结构抗侧刚度均匀,平面高宽比较接近,则其抗震性能好。

高层建筑的平面及体型虽然形形色色,但其主导体型,不外乎板式及塔式两大类。板式建筑指建筑物宽度较小,长度较大的体型;塔式建筑则指建筑平面外轮廓的总长度与总宽度相接近的建筑。

板式建筑的优点是房间的采光效果较好,房间面积利用率高,但板式建筑短边方向的侧向刚度小,对高度较大的高层建筑不利,高度越高,越要避免长宽比(L/B)很大的平板式平面。必要时,可做成曲线或折线形,以增加短边方向刚度。

塔式建筑平面形状多,例如圆形、方形,长宽接近的矩形、三角形、Y形、十字形等。塔式建筑在高层建筑中颇为普遍,尤其当高度较大时的高层建筑几乎都是塔式的。

建筑的平面形状应力求简单、规则,尽量使结构抗侧刚度中心、建筑平面重心、建筑物质量中心重合,以减少扭转影响。地震区的高层建筑,其平面布置应符合下列要求:

①平面宜简单、规则、对称,减小偏心,否则应考虑扭转不利影响;

②平面长度不宜过长,突出部分长度 l 宜减小,凹角处宜采取加强措施(图2-1), L, l, l' 等值宜满足表2-1要求。当平面局部突出部分的尺寸 $l/b \leq 1.0$,且 $l/B_{\max} \leq 0.3$,质量与刚度平面分布基本均匀对称时,可按规则对建筑进行抗震分析。

结构平面布置应减小偏心扭转的影响,其扭转基本周期 T_t 与各向平动基本周期 T_1 之比, A 级高度高层建筑不宜大于 0.8, B 级高度高层建筑不应大于 0.8。

表 2-1 L, l 的限值

设防烈度	L/B	L/B_{max}	l/b
6,7 度	≤ 6.0	≤ 0.35	≤ 2.0
8,9 度	≤ 5.0	≤ 0.30	≤ 1.5

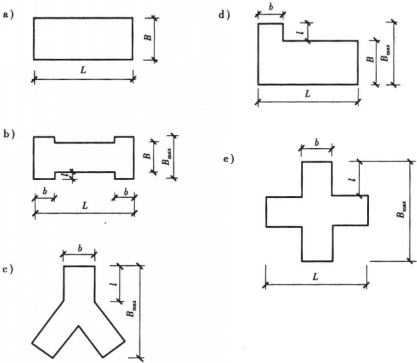


图 2-1 建筑平面

(2) 偏心距

刚度中心——在近似法计算中指各抗侧结构抗侧移刚度的中心。质心——地震力合力的合力作用点。偏心距——近似算法中,水平力作用线与刚度中心之间的距离(亦即质心与刚度中心之间的距离)。

复杂的外形平面,使楼盖在其自身平面内的刚度多处发生变化,建筑物的水平力合力中心与刚度中心偏离,容易使建筑物产生扭转,扭转增加了结构受力的复杂性,尤其在地震时,其影响更为严重。国内外震害表明,结构的扭转振动作用,往往加重其破坏程度,有时甚至成为建筑物倒塌的主要因素。扭转作用的精确计算十分困难,因此,工程设计中尽量从概念设计方面去解决,刚度中心和水平力作用线间距离 e 应限制在 $0.05L$ 内(L ——垂直于水平力方向建筑物的长度)。

2.1.2 立面形状

在建筑物的竖向,可做成如图 2-2 所示的各种形状,上下相同或向上略微减小的体形比较有利。震区的建筑物,其竖向体型应力求规则,均匀和连续,要尽可能避免刚度突变和结构不连续,避免有过大的外挑和内收,各抗侧力构件所负担的楼层质量沿高度方向无剧烈变化,由上而下,各抗侧力构件的抗推刚度和承载力逐渐加大,并与各构件所负担的水平剪力、弯矩和轴力成比例地增大。避免错层和局部夹层,同一层的楼面应尽量设置在同一标高处,在建筑物的底部、中部或顶部,常由于建筑使用上的要求而布置大空间,这时既要尽量使竖向结构层间总刚度上下均匀,避免突变,又要加强上下层楼盖结构刚度,加强各抗侧力结构之间的联系,以保证水平剪力在各抗侧力结构之间的传递。对于阶梯形建筑和有塔楼的建筑,由于地震中高振型的影响,在阶梯形建筑上阶部分的根部和塔楼的根部,将产生应力集中并造成开裂破坏,因而,应注意上下两段交接处的连接构造,尽可能使刚度逐渐减小,不要突变。符合以下两个条件的高层建筑可按竖向规则的结构进行抗震设计。

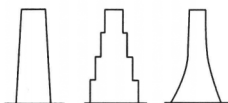
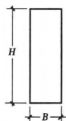


图 2-2 建筑物剖面形状

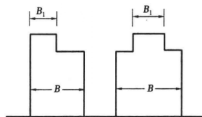


图 2-3 立面收进

①立面收进部分尺寸的比值 $B_1/B \geq 0.75$, 见图 2-3。

②沿竖向、结构的侧向刚度变化比较均匀,构件截面由下至上逐渐减小,不突变,当某些楼层的刚度小于上层时,不宜小于相邻上部楼层刚度的 70%,连续三层刚度逐层降低后,不小于降低前刚度的 50%。

对于高层建筑,由于结构的侧移是设计中的主要控制因素,故为了保证结构的整体稳定和抗倾覆能力,对于 RC 结构,如果满足表 2-2,表 2-3,则可不进行整体稳定验算和倾覆验算。

表 2-2 A 级高度钢筋混凝土高层建筑结构适用的最大高宽比

结构体系	非抗震设计	抗震设防烈度		
		6 度、7 度	8 度	9 度
框架、板柱-剪力墙	5	4	3	2
框架-剪力墙	5	5	4	3
剪力墙	6	6	5	4
筒中筒、框架-核心筒	6	6	5	4

表 2-3 B 级高度钢筋混凝土高层建筑设计适用的最大高宽比

非抗震设计	抗震设防烈度	
	6 度、7 度	8 度
8	7	6

结构楼层层间抗侧力结构的承载力(指所考虑的水平地震作用方向上,该层全部柱及剪力墙的屈服抗剪强度之和),不宜小于上一层的 80%,不应小于上一层的 65%,顶层取消部分墙、柱形成空旷房间,底部采用部分框支剪力墙或中部楼层部分剪力墙被取消后,由于竖向刚度变化,应进行计算并采取有效构造措施,防止由于刚度和承载力变化而产生不利影响。

高层结构宜设置地下室,设置地下室有如下结构功能:

- ①利用土体的侧压力防止水平力作用下结构的滑移、倾覆。
- ②减小土的重量,降低地基的附加压力,增加建筑物层数。
- ③提高地基土的承载能力。
- ④减少地震作用对上部结构的影响,提高抗震能力。

2.1.3 总高度

一般而言,建筑物越高,它所受到的地震作用和倾覆力矩越大,遭受破坏的可能性也越大,国内外震害调查表明,地震区 RC 建筑物的总高度是确定结构选型的重要因素之一,这类建筑物的高度限值与地震烈度、场地条件和结构体系类型有关。烈度越高、场地类别越大,地震作用效应越大。据震害调查及以往设计经验,考虑经济效果等因素,各类结构体系的适用最大高度见表1-4,表 1-4a。当超过该表规定时,要进行专门研究。表中 A 级高度高层建筑指常规高度的高层建筑,表中 B 级高度高层建筑指超限高层建筑。需指出,以上两表中各体系均指现浇。

2.2 结构总体布置

2.2.1 总原则

高层建筑结构的总体布置,系指其对高度、平面、立面和体型等的选择。高层结构总体布置原则为:必须同时满足建筑、施工和结构 3 个方面的要求。

建筑方面 应考虑建筑使用功能,包括服务设施所提出的要求,对确定开间、进深、层高、层数、平面关系和体型等,都有着直接的关系。满足使用要求,不但要方便,还要合理、经济,包括服务设施的使用效率要高,投资和维持费用要低。此外,尚应考虑美学要求。

施工方面 要尽量采用先进施工技术,提高工业化程度,且应便于施工,以达到经济合理的目的。

结构方面 应满足强度、刚度、稳定性和耗能能力要求,在高层的设计中,首要的是选择适当的结构体系,结构体系确定后,结构总体布置应结合建筑设计进行,使建筑物具有良好的造

型和合理的传力路线。结构体系受力性能与技术经济指标能否达到先进、合理,与结构布置密切相关。

理论和实践均证明,一个工程设计,要达到安全适用、技术先进、经济合理、保证质量的要求,往往不能仅靠力学分析来解决,一些复杂的部位常常无法进行精确计算,特别是地震区的建筑物。地震动是一种随机振动,影响因素众多,故其计算分析难以准确,有鉴于此,概念设计至关重要,结构总体布置就是概念设计中的主要部分。

建筑物的动力性能与建筑布局和结构布置相关,凡建筑布置简单合理,结构布置符合抗震设计原则,从设计一开始就把握好地震能量输入、房屋体型、结构体系、刚度分布、延性等几个主要方面,从根本上消除建筑结构中抗震薄弱环节,并配合必要的抗震计算和构造措施,就可从根本上保证建筑物具有良好的抗震性能。反之,建筑布局奇特、复杂,结构布置存在薄弱环节,即使进行精细的地震反应分析,在构造上采用补强措施,也不一定能达到减轻震害的预期目的,甚至影响安全。

因此,建筑结构的总体布置,是从根本上改善结构整体的地震反应和提高抗震能力的重要措施,是抗震概念设计的重要一环,设计者应予以充分重视。

结构总体布置时需考虑以下方面:

(1) 高度

建筑物的高度是设计中的一个敏感指标,高度越高,建筑物所受地震作用和倾覆力矩则越大,遭受破坏的可能性越大,国内外震害经验表明,地震区 RC 建筑物的总高度是确定结构造型的重要因素之一,《高层规程》规定了各类结构体系的适用最大高度,当突破其中限值时,应进行专门研究。

(2) 高宽比(H/B)

高度比(H/B)是高层建筑设计中的一个重要控制指标,不论是否在地震区,建筑物均应考虑高宽比,控制高宽比的原因如下:

1) 为使结构有足够刚度,据材料力学中对悬臂梁的分析,悬臂梁的挠度与梁截面高度的三次方成反比,高层建筑可视为固定于基础上的悬臂梁,由此可知,增加建筑物平面宽度时对减小其侧移很有利,高层建筑控制侧移,就是为了保证结构有足够的刚度。在方案设计阶段,对建筑物的刚度可以从限制高宽比得到宏观控制,防止因过于细柔而产生过大的侧移(水平位移)。另一方面,如果高宽比过大而又要满足侧移限值,则势必要加大墙、柱等构件的截面面积,靠构件本身的刚度增大来满足建筑物刚度要求,这样处理是不经济的,不仅增加材料消耗,而且加大了自重,相应亦使地震力增加。

2) 高层建筑结构的稳定应符合下列规定:

① 剪力墙结构、框架-剪力墙结构、筒体结构应符合下式要求:

$$EJ_d \geq 1.4H^2 \sum_{i=1}^n G_i \quad (2-1)$$

② 框架结构应符合下式要求:

$$D_i \geq 10 \sum_{j=1}^n G_j/h_i \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (2-2)$$

工程经验和大量的计算表明,高宽比小于5的高层建筑结构,其整体稳定性足够,不必验算,故而,设计中仅要求对高宽比大于5的建筑物,按式(2-2)验算整体稳定性。

多高层建筑设计

至于高层建筑的抗倾覆验算,应符合下式要求:

$$M_s/M_0 \geq 1.0 \quad (2-3)$$

式中: M_s ——稳定力矩;

M_0 ——倾覆力矩。

另需注意:计算稳定力矩 M_s 时,恒载取 90%,楼面活载取 50%。设计经验表明,当高宽比小于 5 时,一般都能满足式(2-3)要求。如果设防烈度为 9 度,结构的高宽比接近 5 时,则可能不满足式(2-3)要求。

(3) 平面要简单、对称、规则、均匀

地震区高层建筑的几何平面,以具有对称轴的简单图形有利于抗震,其中以正方形、矩形、圆形最好;正六边形、正八边形、椭圆形、扇形也有利,其原因在于,非对称的几何平面建筑,往往会引起质心和刚心的偏心,产生扭转振动,从而加剧结构分析结果的误差,但需指出的是,即使是对称建筑,也可能产生扭转,只不过扭矩较小而已。

鉴于城市规划、建筑艺术和使用功能等需要,对平面形状的要求,常常不全是非常简单的,故而,又提出了规则的要求,平面长度不宜过长,突出部分长度 l 宜减小,凹角处宜采取加强措施,具体要求见图 2-1 及表 2-1。当平面局部突出部分的尺寸 $l/b \leq 1.0$,且 $l/B_{\max} \leq 0.3$,质量与刚度平面分布基本均匀对称时,可按规则建筑进行抗震分析。

几何图形的对称性是必要的,但不是充分条件。其一,应避免带长翼的对称。其二是应避免虚假对称,所谓虚假对称指建筑平面对称,但抗侧构件布置不对称,刚心偏在一侧,质心和刚心不重合,即使在地面平动作用下,亦会产生扭转振动。

(4) 立面变化要均匀、规则

震区高层建筑的立面,宜采用沿主对称的矩形、梯形、金字塔形等均匀变化的几何形状,尽量避免立面突然变化,因为立面形状的突然变化,必然会带来质量和抗侧刚度的剧烈变化,地震时,几何形状突变部位会发生强烈振动或塑性变形集中效应,从而加重破坏。

为考虑建筑美学要求和使用功能,建筑立面除要求简单、对称之外,又提出“规则”的概念,规则在高度方向的要求是:

①突出屋顶小建筑的尺寸不宜过大,局部缩进的尺寸也不宜大,一般可缩进原宽的 $1/6 \sim 1/4$ 。

②抗侧力构件上、下层连续,不发生错位,且横截面面积改变不大。

③相邻层的质量变化不大,一般相邻层的质量比要大于 $3/5 \sim 1/2$ 。

④结构的侧向刚度宜下大上小,逐渐均匀变化,当某楼层侧向刚度小于上层时,不宜小于相邻上部楼层的 70%。

⑤结构楼层间抗侧力结构的承载力(指在所考虑的水平地震作用方向上,该层全部柱有剪力墙的屈服抗剪强度之和),不宜小于上一层的 80%,不应小于上一层的 65%。

(5) 缝的设置

以往在总体布置中,要考虑沉降、混凝土收缩、温度改变和结构体型复杂所产生的不利影响,一般用沉降缝、伸缩缝和抗震缝将建筑物划分成若干独立部分,从而消除沉降差、温度和收缩应力以及体型复杂对结构的危害。但设缝之后相应带来各种问题不好处理,如设缝后影响使用和立面效果,防水处理困难,地震时易在设缝处互相碰撞而造成震害。有鉴于此,目前对缝的处理采用以下新原则:

- ①力争不设;
- ②尽量少设;
- ③非设不可时,数缝结合设置;
- ④如要设缝,则应分得彻底,禁忌“似分不分”;
- ⑤如不设缝,则要连接牢固。

实践表明,一般高层建筑采取技术措施后,在7、8度区,不设防震缝,可避免局部破坏。日本的做法是,当建筑物超过10层时,任何情况下均不设缝,基础也做成整体。温度、收缩应力的理论计算比较困难,近年来,国内外大多采取不设伸缩缝,而从施工或构造处理的措施来解决收缩应力的问题,建筑物长度可达100m左右,取得了较好的效果,采用以下构造措施和施工措施,可减小温度和收缩影响:

- ①在顶层、底层、山墙和内纵墙端开间等温度变化影响较大的部位提高配筋率;
- ②顶层加强保温隔热措施,外墙设置外保温层;
- ③顶部楼层改用刚度较小的结构形式或顶部设局部温度缝,将结构划分为长度较短的区段;
- ④每30~40m间距,留出施工后浇带,带宽800~1000mm,钢筋可采用搭接接头,后浇带混凝土在一个月后浇筑;

⑤在混凝土中加入适当的外加剂,减少混凝土的收缩;

⑥提高每层楼板的构造配筋率。

建筑体型中影响抗震性能的首要因素是平面,建筑平面应符合以下要求:

- ①规则性。
- ②对称性 由于地震可能来自任一方向,故建筑平面宜多轴对称,无轴对称不利于抗震,具体见图2-4。

③均匀性 抗震所要求的结构均匀性,即指主要抗侧力结构要布置均匀,质心和刚心重合,以减小扭矩影响。具体设计中应避免虚假对称,所谓虚假对称指建筑平面对称但结构刚度有偏心,即平面对称和刚度均匀相比较,后者更为重要。

④密实性 所谓密实性指结构的平面密度,平面密度越大,则其抗震性能越好。在RC结构体系中,剪力墙结构、框-剪结构、筒体结构的结构密度较大,故震害较轻,而框架结构由于结构平面密度小,故震害重。

当柱子与剪力墙面积相同时,抗剪强度是相同的,但剪力墙的刚度大,地震时侧向变形小,故震害轻,而柱子则不同,即使结构面积与剪力墙相同,但因刚度小、变形大,故震害较重。

⑤刚度 在建筑体型中,刚度是影响抗震的主要因素,不论在竖向或水平方向,任一主轴方向均应有足够的刚度,这样才能保证在地震时结构不致产生过大的变形,从而减轻震害。保证刚度须控制以下指标:

- A. 控制高宽比(H/B)。
- B. 控制楼板长宽比(7度时 $L/B \leq 4$; 8度时 $L/B \leq 3$)。
- C. 控制剪力墙间距。
- D. 剪力墙应周边布置,以增大刚度和提高抗震性能。
- E. 抗震墙的布置应注意避免偏心。

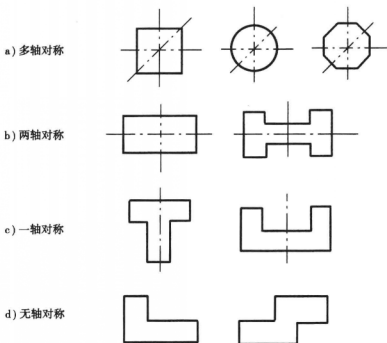


图 2-4 平面的对称性

2.2.2 竖向布置要求

(1) 基本原则

在建筑体型中,平面布置和竖向布置是两个重要方面,对于地震区的高层建筑,竖向体型应符合以下原则:

- ① 竖向体型应力求规则、均匀、连续;
- ② 结构的侧向刚度宜下大上小,逐渐均匀变化;
- ③ 避免有过大的外挑和内收。

高层建筑都在向多功能发展,多种功能集中在同一幢大楼中,提高了大楼的经济效益和社会效益。但由于各楼层功能不同,故各楼层结构布置亦不同,从而导致结构在竖向不规则,对此,在抗震计算时,应采用进一步的计算分析,以保证薄弱层的安全。高层建筑沿高度方向符合下列情况之一时,即属竖向不规则结构:

- ① 相邻楼层质量比值大于 1.5。
- ② 下一楼层的侧向刚度小于上一层楼的 70%。
- ③ 楼层连续三层刚度均小于上层的 80%。
- ④ 楼层层间抗侧力结构的承载力(指在所考虑的水平地震作用方向上,该层全部柱及剪力墙的屈服抗剪强度之和),不宜小于上一层的 80%,不应小于上一层的 65%。
- ⑤ 顶层取消部分墙、柱形成空旷房间,底部采用部分框支剪力墙或中部楼层部分剪力墙被取消。

具体设计时,尚应注意以下问题:

①屋顶建筑物的尺寸不宜过大,局部缩进的尺寸亦不宜过大,一般可缩进原宽的 $1/6 \sim 1/4$ 。

②外挑长度不大于 2m 。

③剪力墙厚度每次减薄 $50 \sim 100\text{mm}$,柱截面边长每次减少 100mm 。

④混凝土强度等级的改变与构件截面改变,不宜在同一楼层同时出现。

⑤ H/B 宜按表 2-2,表 2-3 采用。

⑥立面收进部分的尺寸不大于该方向总尺寸的 25% ,见图 2-5。

⑦对于底层大空间结构,应对柔弱底层的主要问题(即主体结构竖向不连续,强度和刚度突变,强震时应力集中,抗震强度和刚度严重不足)采取措施,常用的有效办法是加强柔层,尽量避免主体结构上下层之间强度和刚度变异,使其接近或相同。

⑧顶层空旷时,主要考虑地震时高振型的影响,应进行高振型的核算,核算所得地震作用应适当放大,如核算后的强度和刚度符合抗震规范要求,则可在构造上采取适当加强措施。

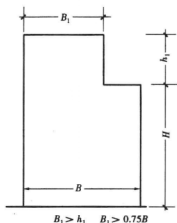


图 2-5 立面收进尺寸要求

2.3 结构方案

2.3.1 总原则

结构方案是结构设计的关键,只有正确选择结构方案,才能在设计中贯彻执行国家的技术经济政策,做到安全适用、技术先进、经济合理,保证质量。工程设计中结构方案的选择,主要指结构类型、结构体系和施工方法的选择。高层建筑的结构类型,可分为:RC 结构、钢结构和混凝土-钢混合结构 3 种(至于砖石结构,震区只适用多层砖房,震区的高层采用砖石结构是危险的,不应采用),设计中根据建筑高度、层数,抗震要求、施工、造价和材料用量等条件,综合考虑而选用适当的结构类型。

RC 结构的优点是:强度高,造价低,用钢量少,抗震性能较好,耐久性好,耐火性能好,可模性好。其缺点是:自重重大,抗裂性差,施工周期长,费工费模板。

钢结构的优点是:强度高,材质均匀,可焊性好,自重轻,延性好,抗震性能好,施工速度快。其缺点是:造价高,不耐火,抗腐蚀性差,具有冷脆性。

混凝土-钢混合结构的优点是:可充分发挥两种材料的优势,互相取长补短,从而达到降低用钢量和降低造价的经济效果。其缺点是:计算和施工较复杂,技术水平有待提高。

在实际工程中,钢筋混凝土结构由于抗震性能较好,在多层和高层建筑中广泛应用,但应选择抗震性能好的剪力墙结构,框-剪结构和筒体结构等,以满足高层建筑的要求。钢结构抗震性能好,适用高度范围大。作为一个结构方案,如果没有合理的施工方法予以保证,是不能实现的。施工方法的优劣对建筑物的建造速度、质量、造价都有很大影响。作为一个合理的结

构方案,其技术经济效果应当是好的或比较好的,因为它是结构方案的综合评价。在选择结构方案时,只有进行方案比较,才有可能作出正确选择。

2.3.2 选择有利地段,保证地基的稳定性

历次震害调查表明,在不同工程地质条件的场地上,建筑物在地震中的破坏程度是明显不同的,故而,选择对抗震有利的场地,避开不利场地,就能大大减轻地震灾害。根据地质构造、地基土性质、地形、地貌等,划分出有利地段,不利地段和危险地段、见表 2-4。

表 2-4 各类地段的划分

地段类别	地质	地形	地貌
有利地段	坚硬土或开阔平坦密实均匀的中硬土等		
不利地段	较弱土,液化土,条状突出的山嘴,高耸孤立的 山丘,非岩质的陡坡,河岸和边坡边缘,平面分布上的成因、岩性状态明显不均匀的土层(如故河道、断层破碎带、暗埋的塘浜沟谷及半填半挖地基)等		
危险地段	地震时可能发生滑坡、崩塌、地陷、地裂、泥石流等及发震断裂带上可能发生地表位错 的部位		

上述各种地段的范围划定,主要基于震害调查结果。在工程设计中,当无法避开不利地段时,应采取适当的抗震措施,不应在危险地段建造甲、乙、丙类建筑。

2.3.3 减小地震能量输入

(1)避开地震动卓越周期

地震动卓越周期即地震动主导周期,亦即反应谱主峰位置对应的周期。地震动卓越周期是地震震源特性、传播介质和该地区场地条件的综合产物。场地不存在固定的卓越周期(随震源机制、震级大小、震中距、土层性质不同而变化),然而某一工程场址的地震动卓越周期,却因与该场址的场地条件特别是场地土性质存在着某种相关性,是可以大致估计的。利用场地周期来估计地震动卓越周期,误差不是很大。在工程实践中,场地周期除采用公式计算外,也常采用场地的常时微振来确定场地卓越周期,微振指的是幅度范围为 $10^{-6} \sim 10^{-7} \text{m}$,频率范围为 $0.5 \sim 20 \text{Hz}$ 的一种连续运动,它主要由人工振源(如交通工具、机器等)及由无控制的自然振源(如风、波浪等)产生,日本人金井清分析了地震与微动的关系,认为场地固有周期可用常时微动法给出。日本人片山恒雄提供了由微振推测设计地震的方法,并在日本加以利用,由于微动观测比较简单,且花费少,是一种可以考虑的方法,但需指出,由于土在地震时的应力-应变关系为非线性,而微振是在完全弹性状态下获得的,因此,据微震去推测强震时的地面运动特性,在前提条件上是不恰当的。

结构周期与地震动卓越周期相接近,是引起建筑物共振破坏的主要因素和直接原因,故而,在进行高层建筑设计时,首先要估计地震引起该建筑所在场地的地震动卓越周期,然后在进行建筑方案设计时,通过改变房屋层数和结构类型,尽可能加大建筑物基本周期与地震动卓越周期的差距。经验证明,高楼结构基本周期的长短,与其层数(或高度)成正比,并与所采用

的结构类别和结构体系密切相关,就结构类别而论,钢结构的周期最长,RC 结构次之,砌体结构最短。以结构体系而论,框架结构的周期最长,框-剪结构,框架-筒体结构周期较短,筒中筒结构周期更短,而剪力墙结构的周期最短。一般情况下,采用剪力墙结构体系的高层建筑,其基本周期大约比采用框架结构体系的建筑物缩小 40%。

震害调查表明,震害有三个特点:①选择性;②累积性;③重复性。其中选择性指,在同一场地上,地震波“有选择”地破坏某一类建筑物,而“放过”其他类型建筑物,其原因在于,前一类建筑物周期与地震动卓越周期合拍,引起共振所致。1985 年墨西哥地震,即为明显的共振破坏实例。

(2) 提高结构阻尼

所有地震反应谱曲线均存在这样一个规律,结构阻尼可以削减结构地震反应峰值,提高结构的阻尼比,可以明显削减结构的地震剪力。结构阻尼随所用材料、结构类型、基土地质和振动性质而变化,工程设计中,可结合其他条件选用阻尼比大的结构体系。

(3) 提高结构的延性

建筑物抗震能力的优劣,主要视其耗能能力大小。建筑物的抗震能力由承载力和变形能力共同决定,其中,变形能力比承载力更为重要,提高结构的延性,可以减小结构所受的地震作用。

2.3.4 合理选择结构体系

在工程设计的初期,需选择结构体系。正确选择结构体系,是结构方案设计的关键,是保证建筑物安全、经济的基本要素,建筑物的总高度、层数、建筑空间、承载能力、抗侧刚度、抗震性能、材料用量、造价高低均与结构体系密切相关。选择高层建筑的结构体系时,虽然影响因素众多,但通常主要考虑 3 个因素:建筑物高度、建筑物用途及建筑物的抗震性能。

2.4 设计要点

2.4.1 侧移是控制指标(附 $P-\Delta$ 效应)

高层建筑由于高度较大,故水平荷载是主要控制因素,从结构内力观察,竖向荷载主要使柱产生轴力,与建筑物高度大体呈线性关系,即 $N=f(H)$ 。而水平荷载则使柱产生弯矩,当为均布荷载时,弯矩与建筑物高度呈二次方变化,即 $M=f(H^2)$ 。从受力特性观察,竖向荷载方向不变,建筑物高度增加只引起量的增加,但水平荷载则来自任一方向,反向荷载会使内力反号。从侧移的观点看,竖向荷载引起的侧移很小,甚至不产生侧移(例如结构对称、荷载对称时,不产生侧移),但水平荷载当为均布荷载时,侧移与建筑物高度呈四次方变化,即 $\Delta=f(H^4)$ 。可见,侧移是高层建筑的要害问题,其重要性重于强度,在结构设计中必须对侧移进行控制,使水平荷载下结构所产生的侧移限制在规定的范围内,之所以要控制侧移,其因如下:

①侧移过大会使建筑物内的人在心理上产生不适应感觉,即建筑物未能提供保证正常使用的条件,这主要指在风荷载作用下,使用者必须在建筑物内正常工作和生活,故必须限制侧移。至于多年不遇的地震,在地震时人的舒适感则退居次要地位。

②侧移过大,会使填充墙、建筑装修和电梯轨道等服务设施产生裂缝、变形,甚至损坏。在风荷载下,正确的设计不允许填充墙和建筑装修出现裂缝,亦不允许电梯脱轨等不正常状态。在地震作用下,要求虽可适当放宽,但由于非结构构件的损坏和倒塌(例如填充墙的倒塌),同样会威胁生命和财产的安全,或者使修复费用很高,因此,对地震作用产生的侧向变形也应予以限制。

③侧移过大,会导致结构开裂或损坏,进而危及结构的正常使用和耐久性,故限制侧移,往往就是限制结构裂缝的宽度。

④地震时建筑物的破坏程度,主要取决于结构侧移的大小,这一点已为大量震害统计与理论研究所证明,当结构在地震作用下处于弹性阶段工作时,结构的内力与变形均与地震作用的强烈程度成正比,地震的作用过程结束,结构将恢复原状,其地震内力与变形消失。在地震作用下,结构处于弹性阶段工作时,结构各楼层产生的地震作用为弹性地震作用,亦即小震时的地震作用。但当结构由弹性阶段开始进入弹塑性阶段时,即处于设防烈度下时,结构由于屈服,故并不存在强度储备,可靠指标 $\beta < 0$,同时由于屈服部位的受力不可能再增长,将引起地震作用和内力的重分布,结构的地震作用不再和地震震强烈程度成正比,这是结构弹塑性地震作用的基本特征。规范中规定的计算地震作用的公式都是以弹性理论为依据,即假定结构处于弹性阶段工作时推导得到的,故按规范给出的对应于基本烈度或大震烈度的地震作用公式均是按弹性方法计算出的弹性地震作用,它并不意味着结构在基本烈度或大震烈度地震作用下还处于弹性阶段工作,而仅仅是一种计算手段,这种计算手段假设结构不屈服,不进入塑性而按弹性方法计算出的弹性地震作用,它在客观上并不存在,因而是一种假想的弹性地震作用,是由于抗震计算中的需要,而采用的一种计算手段。在设防烈度及大震烈度下,由于结构并不存在强度储备,主要靠弹塑性变形来吸收和耗散地震波能量,以达到抗御强震的目的,如果结构的变形能力不足以抵御地震输入能量对结构变形的要求,结构则会发生倒塌。

抗震设计存在4种破坏准则:①强度破坏准则;②变形破坏准则;③能量准则;④双重破坏准则。其中后面3种均建立在变形上的,在小震下,抗震设计的控制条件为强度及部分结构的弹性变形;在中震下,将设防烈度下的弹塑性变形计算转换为小震下的承载力计算。在大震下,只以塑性变形作为临界状态。

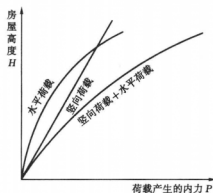


图 2-6 不同荷载下高度与内力的关系

2.4.2 主要内力由水平力引起

从受力特性看,竖向荷载方向不变,一般沿建筑物竖向均匀分布,由于竖向荷载主要使体系的柱或墙产生轴力,随着建筑物高度的增加,仅引起量的增加,竖向荷载在结构中引起的内力随高度基本上呈线性关系。此外,任何材料都是以简单拉、压最能充分利用其强度,竖向荷载要求结构具有足够的抗压强度,对目前的建筑材料而言,这一点很容易满足,仅这方面,墙、柱只需很小的截面尺寸即可。同时,从侧移的观点看,竖向荷载引起的侧移很小,甚或不产生侧移。据以上可知,在非震区,当

建筑物高度较低时,竖向荷载在结构设计中起控制作用。

对水平荷载而言,它对结构的影响很大,从受力特点看,水平荷载本身沿竖向分布大多是不均匀的,越往上荷载越大(例如风荷载与地震作用均如此),加之水平荷载的前述特点,要求结构具有足够的抗弯、抗剪强度,故建筑物越高,弯剪内力越大,材料强度就越得不到充分发展,故水平荷载产生的内力比竖向荷载下的内力增加得更快,见图 2-6,水平荷载所产生的内力比竖向荷载产生的内力更为不利,故主要内力由水平力产生。

2.4.3 轴向变形应予重视

在结构力学中,如果结构只受到荷载作用,且不考虑支座位移的影响,则结构位移的计算公式为:

$$\delta_{\psi} = \int \frac{M_i M_j}{EI} dS + \int \frac{N_i N_j}{EA} dS + \int \frac{\mu V_i V_j}{GA} dS \quad (2-4)$$

上式右边三项分别为弯曲、轴向、剪切的变形影响,在结构分析时,一般只考虑弯曲变形的影响,而不计轴力项和剪切项的影响。但对高层建筑,由于层数多,高宽比 H/B 较大,轴力值很大,再加之沿高度积累的轴向变形显著,轴向变形对建筑物的内力值和分布会产生显著的改变,如不考虑轴向变形影响,则会产生较大的误差。而对于宽“梁”、宽“柱”组成的壁式框架和剪力墙,如不考虑剪切变形,亦会带来一定误差。在图 2-7 所示框架中,在各层均相等的楼面均布荷载作用下,不考虑柱的轴向变形时,各层梁的弯矩分布基本相同,梁端有较大负弯矩(图 2-7a),实际上,由于中柱轴力比边柱大 1 倍,中柱轴向压缩变形也大于边柱。故而,中柱与边柱的轴向压缩变形将产生差异,随着建筑物层数的增多,其变形差异将会达到较大数值,其最终效果相当于框架梁在中间支座发生沉降,使梁的内力发生变化,如图 2-7b)所示。

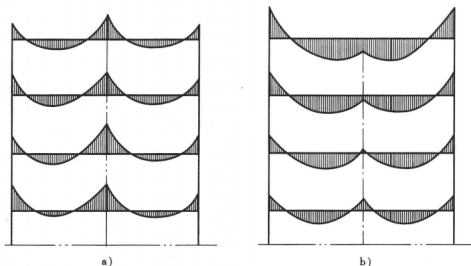


图 2-7 柱轴向变形对框架内力分布的影响

如与未考虑压缩变形的 M 图(图 2-7a)比较,框架梁中间支座处的上方梁端负弯矩自下而上逐层减少,跨中正弯矩与端支座负弯矩增大,到上部楼层还可能出现正弯矩(图 2-7b)。大大改变了框架梁的弯矩分布,在低层建筑中,这种效应较小,但在高层建筑中此效应显著,因此,高层结构不考虑墙、柱轴向变形,则会使计算结果产生显著偏差。

某 17 层框-剪结构,在水平力下,对于同一个矩阵位移法程序,分别按考虑与不考虑轴向变形计算其剪力与位移,结果表明,如不考虑轴向变形,各抗侧力构件的水平剪力产生较大偏差,误差在 30% 以上,上部楼层甚至产生反向剪力,其顶点位移的计算结果见表 2-5,从中可见,如不考虑轴向变形,位移值只有实际值的 1/1.4 ~ 1/1.7。

表 2-5 结构顶点位移 Δ 的计算值/mm

	水平力方向	
	房屋横向	房屋纵向
①不考虑轴向变形	9.5	4.8
②考虑轴向变形	21.5	15.3
②/①	2.3	3.2

某 20 层双肢剪力墙, $H=68.6\text{m}$,按考虑变形的不同情况,分为 3 种:①弯曲、剪切、轴向变形均考虑;②考虑弯曲、轴向变形;③只考虑弯曲变形。由比较可知,①和②相比,剪切变形的影响不大;①、②与③比较,轴向变形的影响颇大,不考虑轴向变形时内力和位移的误差见表 2-6。

表 2-6

数 层	10	15	20	30
误 差				
内 力	± 10% ~ 15%	± 20%	± 20% ~ 30%	± 50%
位 移	偏小 30%	偏小 50%	偏小 200%	偏小 400% 以上

高层建筑在进行结构分析时,如采用简化手算方法,除考虑各杆的弯曲变形外,对于高宽比大于 4 的结构,应考虑柱和墙的轴向变形影响,剪力墙应考虑剪切变形。高层建筑结构分析采用计算机计算时,如采用平面抗侧力结构空间协同工作分析方法,对梁则应考虑弯曲与剪切变形,对柱及墙则应考虑弯曲、剪切和轴向变形。采用杆系三维空间分析时,除应考虑上述变形外,梁、柱、墙均应考虑扭转变形,墙肢尚应考虑截面翘曲。常用计算方法所考虑的变形因素见表 2-7。考虑的因素越多,计算结果精度越高。

结构分析中,在考虑轴向变形的影响时,需注意结构所受的竖向荷载,并非是在结构完成后一次施加的,在施工过程中,占竖向荷载绝大部分的结构自重是逐层施加的,轴向压缩变形已在施工过程中分阶段完成,实际上并不完全类似图 2-7b),因此,在考虑轴向变形影响时,要考虑施工过程中是分层施加竖向荷载这一实际情况,不能简单按一次加载考虑,以免造成计算结果的不合理。

表 2-7 工程设计中常用计算方法所考虑的变形因素

计 算 方 法		构 件	梁	柱	剪力墙和筒体
简化的手算方法			弯 曲	弯 曲 轴 向 ^①	弯 曲 剪 切 轴 向 ^①
计 算 机 方 法	平面抗侧力结构空间协同工作分析		弯 曲 剪 切	弯 曲 剪 切 轴 向	弯 曲 剪 切 轴 向
			弯 曲 剪 切 扭 转	弯 曲 剪 切 轴 向 扭 转	弯 曲 剪 切 轴 向 扭 转 翘 曲

①表示有必要和有可能时考虑。

2.4.4 延性——重要指标

延性的定义可有以下3种：①结构在强度和刚度基本不退化时的塑性变形能力；②结构的吸能能力；③强度乘变形。

$$\mu = \delta_p / \delta_y \quad (2-5)$$

式中： μ ——延性比；

δ_p ——最大变形；

δ_y ——屈服变形。

建筑物在地震力作用下的抗震性能，主要取决于结构的吸能能力，它等于结构承载力和变形能力的乘积。一个结构，即使承载力较低，但延性很大，固然损坏出现较早，但因延性好，可经受住较大的变形，从而避免倒塌。反之，仅有较高强度，塑性变形能力差的结构，则易发生破坏，甚至倒塌。至于仅有较高强度，但无塑性变形能力的脆性结构，当遭遇到高于设计水平的地震时，极易因脆性破坏而突然倒塌。结构在强烈地震作用下进入塑性阶段时的地震作用称为弹塑性地震作用，弹塑性地震作用不再随地震动的强烈程度上升，仅结构的变形继续发展，结构利用塑性变形消耗地震波能量，以保证安全。故提高延性，可削弱地震反应，提高结构抗震能力。

结构延性取决于以下方面：

①构件截面的延性；

②符合四强四弱原则。

截面的延性取决于以下因素：

①钢筋种类；

②纵筋配筋率；

③混凝土的极限压缩变形。

四强四弱设计原则：

①强柱弱梁——控制塑性铰的位置

塑性铰的出现位置和顺序,直接关系到框架的破坏形式,图 2-8 中,a) 图为柱铰机制,即塑性铰先在柱端出现,由于柱铰机构延性较差,吸收的地震波能力小,柱的稳定性和对竖向荷载的承载力能力降低较多,容易形成机构,不利于抗震,应予避免。b) 图为梁铰机制,即控制塑性铰在梁上先出、多出,尽可能推迟柱中塑性铰出现,这样,不易形成破坏机构,只要柱脚处不出现铰,结构则不会形成机构。柱铰机制延性差,梁铰机制延性好,抗震设计中应防止柱铰机制,而安排出现梁铰机制。

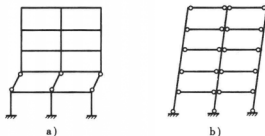


图 2-8

②强剪弱弯——控制构件的破坏形态

设计梁、柱时,应注意其抗剪能力与抗弯能力的相对大小。由于剪切破坏属脆性破坏,延性差,应避免之。而弯曲破坏属延性破坏,吸收地震能量多,设计中允许构件中发生延性较好的弯曲破坏,即控制抗剪强度大于抗弯强度。

③强节弱杆——保证节点区的承载力

节点是框架结构中的要害部位,节点将梁和柱连接起来,组成非机动构架。只有保证节点区不发生脆性的剪切破坏,即在梁、柱塑性铰顺序出现前,节点区不能过早破坏,梁和柱承载能力和变形能力才能得以充分发挥。

④强压弱拉——使构件产生延性破坏

“强压弱拉”即适筋梁的破坏,其主要特征为,拉区钢筋先屈服,压区混凝土后压坏,在梁破坏前,其裂缝和挠度均有一个明显发展的过程,破坏预兆明显,且钢筋和混凝土的承载能力均可充分利用,故构件延性良好,构件截面设计时允许产生此种破坏。

震区框架结构,为保证足够的延性,提高结构在地震时的承载力,应设计成延性结构,即应符合上述四强四弱原则。

2.4.5 尽量减小侧移

在高层建筑中,结构底部弯矩与建筑物总高度的平方成正比,而结构顶端侧移与建筑物总高度的四次方成正比,可见,高层建筑设计时,控制条件有两个,即强度与侧移,而两个控制条件中,侧移较强度更为重要。

高层建筑限制侧移综合考虑以下因素:

①保证主体结构安全,防止开裂、破坏、失稳和倾覆。结构在风荷载下及小震作用下均应不开裂,在大震作用下,结构应不发生倒塌。

②防止填充墙、装修等因位移过大而损坏。

- ③避免居住者感觉不良及电梯运行困难。
- ④防止因 $P-\Delta$ 效应显著,导致结构内力增大。

2.4.6 结构选型必须合理

结构选型是结构设计的重要环节,结构选型时需考虑建筑物高度、层数、功能、抗震要求、设计、造价、施工、材料等诸多条件,具体实施时:

第一阶段,首先应在 RC 结构和钢结构中进行选择,目前在中国,多数情况下选用 RC 结构,RC 结构抗震性能较好,倒塌的较少,破坏程度和破坏率较低。钢结构是较理想的结构,抗震性能好,但造价高,用钢量大,只适宜在少量特别重要的建筑中采用,如 30 层以上的建筑物。

第二阶段,是选择结构体系,设计人在选择时,应综合考虑建筑功能、承重、抗风、抗震、技术经济、施工条件等诸多因素,根据各体系的优缺点,立足全局、权衡利弊、扬长避短、因地制宜作出决策,需指出的是,结构选型时要害的两点是功能及抗震,自始至终应予以重视。

2.4.7 多道防线

结构多道防线的意图,既要求结构具有良好的耗能能力,亦要求结构具有尽可能多的赘余度,结构如果缺少赘余度,则某些部位塑性铰的形成,将使结构变成“机构”,以致出现失稳和倒塌。据结构力学可知,静不定次数越高,结构抗震性能越好,多道防线的目的则是在结构的适当部位设置一些屈服区,有意识地使这些相对而言并不太危险的部位首先形成塑性铰,或发生可修复的破坏,从而使主要承重构件得到保护,预先安排的屈服区即第一道防线。地震中,当第一道防线破坏时,可以消耗大量的地震波能量,此后,剩余的地震波能量由结构第二道防线承担,由于此时地震波所余能量有限,故可延长结构破坏过程,甚至使破坏范围仅局限于第一道防线范围,不再向第二道防线发展,从而显著提高结构抗震能力。特别当结构基本周期与地震卓越周期接近,发生共振时,多道防线的优越性更为明显,因为当第一道防线因共振遭受破坏后,以第二道防线为主体的建筑物,自振周期将发生较大变化,建筑物的基本周期与地震卓越周期相互错开,避免共振发生,从而减小震害,减小倒塌。

在常用结构体系中,框架结构只有一道防线,因此,地震区的框架结构,其层数、高度均受到限制,震区的框架结构只能用于多层。具有多道防线的结构体系有剪力墙体系、框-墙体系、框-撑体系、框架-筒体系、筒中筒体系。在框-剪体系中,剪力墙为第一道防线,框架为第二道防线。框架-筒体系中,筒体为第一道防线,框架为第二道防线。筒中筒体系中,实腹筒为第一道防线,空腹筒为第二道防线。

2.4.8 结构整体性

震害调查表明,结构的整体性是建筑物抗震能力中的一个重要指标,建筑物在地震作用下,如果丧失结构的整体性后,整个结构则会变成机构而倒塌。结构的整体性从以下方面保证:

①首先保证连接的整体性。结构由多种构件组合而成,只有各构件间的连接可靠,整个结构才具有足够的整体性,具体要求节点强度大于被连接件的强度,以便构件进入塑性阶段后,

多高层建筑设计

节点仍处于弹性工作状态,从而保证结构作为一个可靠的整体去抵抗外荷。

②须保证结构的连续性。连续性是结构整体性是否合格的一个指标,在建筑物的水平方向和竖向均应保证结构的连续性,具体应注意以下几点:

A. 采用现浇混凝土可提高连续性。

B. 现浇混凝土的施工缝处应注意严格按施工规范留置,并注意采取加强措施。例如剪力墙底部的水平施工缝,可按抗震措施配置一些斜向钢筋。再如采用装配式楼板的现浇剪力墙,为保证剪力墙在竖向的连续性,预制楼板端部可做成齿槽式,楼板只借助齿槽支承在剪力墙上,从而保证剪力墙钢筋不被大量切断,并避免因放置预制板而造成剪力墙存在水平通缝。

C. 提高结构竖向整体刚度。对于软弱地基,为抵抗地基不均匀沉陷,应采取地基处理措施。对于高层建筑,不论地基土情况如何,应尽可能设置地下室,以保证结构在竖向具有足够的整体刚度。

2.4.9 整体稳定、倾覆问题

(1) 整体稳定

建筑物在竖向荷载作用下,由于构件的压屈,可能造成整体失稳,国内高层建筑,层数大多在40层以下,刚度很大,整体稳定一般不存在问题。当高宽比 $H/B \geq 5$ 时,应验算其整体稳定性。

高层建筑结构的稳定应符合下列规定:

①剪力墙结构、框架-剪力墙结构、筒体结构应符合下式要求:

$$EJ_d \geq 1.4H^2 \sum_{i=1}^n G_i$$

②框架结构应符合下式要求:

$$D_i \geq 10 \sum_{j=1}^n G_j/h_i \quad (i = 1, 2, \dots, n)$$

(2) 倾覆问题

高层建筑由于总高度值很大,基底面积小,在水平荷载和水平地震力下,产生很大的倾覆力矩,如果倾覆力矩超过稳定力矩,则建筑物将会发生倾覆。此方面的震害实例即是实证。在抗倾覆验算中,倾覆力矩按风荷载或地震作用计算其设计值,计算稳定力矩时,楼面活载取50%,恒载取90%,要求抗倾覆的稳定力矩不小于倾覆力矩设计值。对于高度超过150m的高层建筑应进行整体稳定性及抗倾覆验算,并应在整体计算时考虑 $P-\Delta$ 效应。

2.4.10 防灾设计注意问题

高层建筑的防灾设计主要包括3个方面的内容,即风荷载计算,地震作用计算及温度作用计算。此处只对需强调的内容予以说明。

(1) 风荷载

在世界建筑史上,至今尚无一幢高层被风吹跨,但塔、桅、烟囱、悬桥等结构物在大风中遭到破坏的实例却不少。在风荷载作用下,建筑物外墙窗户的破坏,部分构件的损坏都时有发生。高层建筑中,首要的水平力是水平方向的地震力,次要的则是风荷载,风荷载同地震作用

一样同属动力荷载,但在较多的情况下,可将它们等效转化成静力或拟静力荷载计算。

对建筑物而言,顺风向风力分为稳态风(即风压变化的长周期部分,一般大于10min)和阵风脉动(即风压变化的短周期部分,一般只有数秒钟左右),稳态风因风压周期远大于一般的结构自振周期,故稳态风对结构的作用相当于静力,只要知道平均风的数值,即可按结构力学静力计算方法,计算构件内力。阵风脉动风压周期短,其强度随时间变化,对结构的作用是动态的,结构在阵风脉动作用下产生振动,简称结构风振。由于阵风脉动是一种随机荷载,需用概率统计方法进行分析,故分析阵风脉动对结构的动力作用,不能采用一般确定性的结构动力分析方法,而应采用随机振动理论。

对建筑物而言,在横风方向,气流经过建筑物时产生旋涡,故而在横风向,随所处范围的不同,既有周期性振动,亦有随机性振动,故而,对于脉动风(顺风向或横风向)应按随机理论计算。至于横风向的周期性风力,一般按确定性荷载,对结构进行动力计算。

此外,应注意风荷载与地震作用的以下区别:

- ①建筑物越高,风载越大;但地震力取决于多种因素,如烈度,动力特性,重量等。
- ②风载——双重作用(静力、动力);地震作用——完全动力。
- ③地震力与重量关系密切,是主要因素;对风力而言,重量是次要的、间接的因素。
- ④风荷载作用时间长,最长达数十分钟,数小时以至数十小时,发生的机会多。

而地震力一般只有几秒~20秒,最长达10多分钟。

- ⑤风载与周围地形、周围建筑物关系较大;地震力对周围条件的直接影响小。

在结构设计中,对单层厂房或多层建筑,一般仅考虑风的静力作用效应,但对高层建筑和高耸结构,则必须考虑风的动力作用效应。

但计算风荷载时,应注意:

①由于《建筑结构风荷载规范》GB50009中已将基本风压的重现期由现行的30年改为50年,故《高层建筑混凝土结构技术规程》规定,对一般高层建筑的基本风压应按GB50009中全国基本风压分布图的数值采用,不再乘1.1的增大系数,对于特别重要和有特殊要求的高层建筑,可按该图中数值乘1.1的增大系数采用。

- ②对于总高大于100m的体型复杂的高层,宜采用风洞试验确定其风荷载。

(2) 地震作用

抗震设计中,地震作用的确定是一个关键问题,而地震作用计算中的主要问题是结构自振周期的计算。目前计算周期的方法很多,如:精确法、近似公式、经验公式、实测等,具体计算时,应根据具体情况综合考虑,且应有所侧重,以期计算结果尽量逼近实际值。地震作用计算按GB 50011—2001进行,高层结构除应满足强度要求外,还应满足侧移要求,对于超过150m高度的高层,尚应满足舒适度要求。对于体型复杂、结构布置复杂或B级高度的高层建筑应采用至少两个不同力学模型的结构分析软件进行整体计算。

(3) 温度作用

当建筑物高度超过100m时,应考虑温差的竖向效应。

建筑物的室内温差变化小,内柱长度变化亦小;但是外柱的温差变化大,故外柱的长度变化大。从而在内外柱之间产生相对竖向位移,这种相对竖向位移是逐层积累的,到顶层达到最

多高层建筑结构设计

大值。如果梁的刚度较小,则此位移差所受约束就较小,因而,温度应力也较小,但此位移差会使顶部数层边跨隔断墙出现明显变形及裂缝。反之,如果梁的刚度很大,内外柱的变形差则会受到很强的抑制,冷缩的柱受到拉力,热胀的柱受到压力,梁则受到弯曲和剪切,在顶部几层,由于温度应力较大,边梁将出现裂缝,高层建筑是超静定结构,超静定结构受到温差影响时,会在结构内产生内力及变形。

建筑物在日照作用下,建筑物阳面各柱伸长,背阴面缩短,整幢建筑物呈现一根竖向悬臂梁在水平力下的弯曲形状。

归结起来,温差的竖向效应主要发生在两方面:

- ①在结构中产生温度应力(易导致构件损坏)。
- ②在构件间产生相对变形(易导致外墙、隔墙、装修损坏,顶部数层损坏较大,建筑物愈高,影响愈重)。

引起高层建筑结构温度内力的原因有3种:①室内外温差;②日照温差;③季节温差。通常,对于10层以下的建筑物,温差作用可忽略不计。对于10~30层的建筑物,只要在隔热构造及配筋构造上作适当处理,在内力计算中仍可不计温度的影响。对于30层以上或高度100m以上的建筑物,设计中必须考虑温度的影响,以防止结构及非结构的破坏。

在高层建筑中,可采取以下构造措施或施工措施,减小温度影响:

- ①在顶层、底层、山墙和内纵墙端开间等温度变化影响较大部位提高配筋率。
- ②顶层加强保温隔热措施,外墙设置外保温层。
- ③顶部楼层改用刚度较小的结构形式或顶部设局部温度缝,将结构划分为长度较短的区段。

- ④提高每层楼板的构造配筋率。

总而言之,在防灾设计中,当考虑风载、地震作用和温度作用三种影响因素时,应该明确,地震作用是要害,处于第二位的是风载,处于第三位的是温度作用。

2.4.11 基础埋深

高层建筑基础必须保证有足够的埋置深度,要求保证埋置深度,主要为解决以下问题:

- ①保证建筑物在水平力下的稳定性,防止发生倾覆和滑移。
- ②提高地基土的承载力,减少基础沉降。
- ③设置地下室,可使地震反应降低20%~30%,有利于抗震。
- ④设置地下室,基础可设计成补偿式基础,从而减轻天然地基压力。
- ⑤直接位于基岩上的基础,可不考虑埋深的要求,但须注意加强地锚,以防滑移。
- ⑥设防烈度为7~9度时,高层建筑的基础埋深,对于天然地基不小于建筑物总高的1/12,对于桩基不小于建筑物总高的1/15(桩基埋深从室外地面算起,但是,如果地下室周围无可靠的侧向限制时,则应从有侧限的地坪算起,至承台底或基础梁底的高度,桩的长度不计在内。)

2.4.12 抗震要求

- ①抗震设防目标——小震不坏,中震可修,大震不倒。

②两阶段设计。抗震设防目标靠两阶段设计实施,第一阶段设计指:A. 所有结构进行小震下的承载力计算。B. 部分结构进行小震下的弹性变形计算。第二阶段设计指,部分结构进行大震下的塑性变形计算。

③抗震设计中,强度和侧移均是控制指标,但二者比较,侧移较强度更为重要,同时,在中震和大震下,结构已不存在强度储备,主要靠侧移耗能,故而,设计人对侧移应有足够重视,设计中应注意以下问题:

- A. 高度超过 150m 的结构,应进行整体稳定性和抗倾覆验算,并计算 $P-\Delta$ 效应。
- B. 对复杂结构,应至少采用两个不同力学模型的结构分析软件进行计算。
- C. 对受力复杂的构件,应进行应力分析。
- D. 对总高度较高的建筑物,抗震计算中应考虑长周期影响。
- E. 侧移必须满足要求。

2.4.13 构造措施

鉴于抗震理论有待进一步改进,以及一些因素在计算中无法反映,故而,在高层建筑设计中,既需重视计算结果,还必须充分重视构造措施,以保证结构的安全。例如:①实际存在于建筑物上的各种很难计算的裂缝,只有靠构造措施来控制。②对于刚度突变处的应力集中,构造措施更为重要。③对于框架结构的角柱,由于受力复杂,故宜将计算内力扩大 1.3 倍,以保证安全。④框架底层柱的计算长度和反弯点位置存在较大的不确定性,故一、二级抗震的框架结构的底层柱下端截面和框支柱两端截面的弯矩设计值,应分别乘增大系数 1.5 和 1.25。⑤剪力墙结构中山墙的顶层和底层,其温度变化影响大,应采取提高配筋率的构造措施。

此处,只例举部分应考虑构造措施,至于各种结构体系的具体构造措施,详见本教材有关章节。

讨 论

1. 《规范》对各种结构体系规定的适用最大高度值(部分)有误。
2. 三缝宽度规定值严重偏小。
3. 震害及计算均表明,高层建筑的稳定及倾覆不存在问题。

思 考 题

1. 结构布置总原则是什么?
2. 多高层建筑如何减小地震反应?
3. 结构设计中控制指标有哪几项? 其中何者是关键?
4. 现行《规范》关于防震缝的宽度值规定有何缺陷?
5. 何谓延性? 在震区结构设计中作用如何?

多高层建筑设计

6. 试说明框架结构、剪力墙结构、框-剪结构各有哪几道防线。
7. 试说明结构设计中,结构选型的作用。
8. 结构设计中如何保证整体稳定、防止倾覆?
9. 高层结构设计中,基础埋深应满足何种规定?
10. 高层结构设计中,何故需满足基础埋深要求?
11. 试比较构造措施在震区和非震区结构设计中的作用。

第3章

多层框架结构简化计算

3.1 概 述

3.1.1 计算方法

(1) 基本假定

高层建筑是复杂的三维空间结构,由垂直方向的抗侧力构件和水平方向的楼板共同组成,系高次超静定结构,由于结构构件的多重性、地震作用的随机性及钢筋混凝土材料的弹塑性,故其受力状况颇为复杂,为便于设计计算,必须引入计算假定,使计算模型简化,基本的计算假定如下:

1) 弹性假定

高层建筑在竖向荷载和风荷载作用下,结构应保持正常使用状态下处于弹性阶段,当抗震设计时,在进行承载力和小震下变形计算时,结构处于不坏的弹性阶段,故按弹性方法进行计算。结构在中震、大震下,由于不存在强度储备,故无承载力计算问题。在大震下,只有部分结构需进行弹塑性变形验算。

2) 平面结构假定

高层建筑结构均系三维空间,在工程设计中,为简化计算,一般情况下可将空间结构简化为平面结构。

在正交布置的情况下,抗侧力结构在平面外的刚度忽略不计,每一主轴方向的水平力由该方向的平面抗侧力结构承受,垂直于该方向的抗侧力结构不参加工作。当抗侧力构件与主轴斜交时,可将抗侧力构件的抗侧刚度转换到主轴方向再行计算。

3) 刚性楼面假定

各平面抗侧力构件,通过楼板的连接而形成一个空间整体结构,一般假定楼盖在自身平面内刚度无穷大,在平面外刚度可不考虑。在中国,楼盖在自身平面内的最大相对位移小于建筑物长度的 $\frac{1}{12000}$ 时,则可认为属刚性楼盖。大多数国家均采用了刚性楼盖的假定。

据以上假定,在水平力作用下的高层,各抗侧构件在同一标高处的水平位移相等,整个建筑物的水平力可按水平位移协调原则,分配到各片抗侧力构件上,故此,刚度越大的抗侧力构件分配到的水平力越大。对于筒体结构,平面不规则结构宜按空间结构分析。

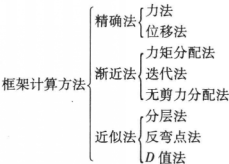
(2) 结构分析

除考虑弯曲变形外,对于高度在 50m 以上或高度比大于 4 的结构,尚宜考虑轴向变形,剪力墙则宜考虑剪切变形。

(3) 高层结构按弹性方法进行内力及位移计算

高层结构在风荷载下不开裂,构件大体处于弹性状态,故可按弹性方法计算。抗震设计中,在第一水准,结构处于弹性阶段,此阶段需进行承载力及弹性变形计算。在第二水准、第三水准下,因结构不存在强度储备,故只计算在大震下的弹塑性侧移,而大震下的变形验算,仅属经验性验算。再者,RC 材料在大多数情况下(含较低应力状态),弹塑性性质明显,但国内设计规范仍按弹性方法进行内力计算,故从整体而言,高层结构的计算属弹性计算。

(4) 框架结构计算方法分类



精确法计算假定少,较为接近实际状况,但需建立大型的代数方程组,利用计算机求解。渐近法通常是利用一般的数学运算,使解答逐步趋近于正确值,渐近法的优点是:运算简单,方法易于掌握,当计算精度达到应用要求时,即可停止计算,故渐近法兼有近似法和精确法的功能。渐近法的缺点是在数值计算中,不能包含变量,故不能研究某些量改变时对结构的影响。近似法对结构引入较多的假定,忽略一些次要因素,进行简化计算,近似法概念清楚,计算简单,易于掌握,精确度足够。

目前尽管计算机的数量和结构分析软件的数量均很多,但作为结构设计人员,仍必须掌握手算方法,其原因如下:

- ①手算是结构分析的基础,手算同样是机算的基础,不会手算,则无法进行机算。
- ②掌握近似法,才能对计算结果进行校核、判断。
- ③近似法概念清楚,计算简单,易于掌握,精度足够。
- ④近似法在正式设计中仍可有较大的实用价值。
- ⑤近似法可用于初步设计阶段。

3.1.2 杆件截面尺寸及刚度计算

梁和柱的截面尺寸通常在初步设计时,据经验选定,然后通过承载力和侧移验算最后确定。选定梁截面尺寸时,主要据跨高比确定,一般而言,只要满足跨高比值,则挠度即会满足要求,不需再计算挠度值。

框架梁截面高度 $h = (1/10 \sim 1/15)l, h \geq l_0/4$ 。

l ——框架梁计算跨度;

l_0 ——框架梁净跨。

框架梁截面宽度 $b < 250\text{mm}$, $b = (1/2 \sim 1/3)h$, 且 $b < h/4$ 。

梁柱间偏心距 \geq 柱宽/4。

柱截面宽度, 7 度时 $\leq 350\text{mm}$; 8 度时 $\leq 400\text{mm}$ 。

柱剪跨比宜大于 2。

框架柱截面面积粗估:

一级:	外柱	内柱
	$1.4N/0.7f_c$	$1.3N/0.7f_c$
二级:	外柱	内柱
	$1.3N/0.8f_c$	$1.2N/0.8f_c$
三级:	外柱	内柱
	$1.2N/0.95f_c$	$1.1N/0.9f_c$

N ——楼层重力荷载产生的轴向压力设计值(分项系数取 1.25);

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值。

常用柱截面尺寸为: $450\text{mm} \times 450\text{mm}$, $500\text{mm} \times 500\text{mm}$, $550\text{mm} \times 550\text{mm}$ 。

高层结构的内力和位移, 一般按弹性方法计算, 所有构件均采用弹性刚度, 但对框-剪结构, 其连梁刚度可予折减, 折减系数不小于 0.55。梁和板现浇时, 在正弯矩下, 梁的截面可考虑板的加强效果, 板可视为梁的翼缘, 梁截面可视为 T 形截面。

3.1.3 计算简图

任何结构均系空间结构, 对于框架结构, 通过以下假定, 可将空间框架简化为平面结构。

①每榀框架在平面内刚度相当大(或足够大, 接近无穷大), 可抵抗平面内水平荷载, 但在平面外的刚度非常小, 可略去不计。因此, 整个框架结构可分成若干榀平面框架, 共同抵抗与平面框架平行的建筑物的水平荷载。因此, 每榀横向框架只承受横向水平力, 不承担纵向水平力; 而每榀纵向框架只承担纵向水平力, 不承担横向水平力。

②各榀框架之间通过楼板联系起来, 楼板在自身平面内的刚度可视为接近无穷大, 楼板在平面外刚度可忽略不计, 纵、横向各榀框架在无限刚性楼板“控制”下, 共同抵抗相应方向的水平力。

有鉴于此, 整个空间框架结构可按平面框架分析内力及位移, 水平力在各榀平面框架之间按刚度分配。

3.2 分 层 法

3.2.1 基本假定

用力法或位移法对框架结构进行内力分析的结果表明, 框架的侧移量极小, 同时, 每层横梁上的荷载, 对上下各层横梁的影响很小, 故而, 为简化计算, 可假定:

①在竖向荷载作用下, 可忽略框架的侧移。

②本层横梁上竖向荷载对其他各层横梁内力的影响可略去不计。

3.2.2 计算要点

据以上假定,计算要点如下:

①将多层框架分层,每层梁与上下柱构成的单层框架作为计算单元,柱远端假定为固定端,见图 3-1。

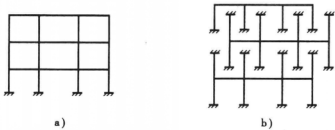


图 3-1 分层示意图

②各计算单元按弯矩分配法分析内力。

③分层法计算中,假定柱远端固定,但实际上系弹性支承,为减少误差,各层柱的线刚度乘以折减系数 0.9(底层柱除外),楼层柱弯矩传递系数为 1/3,底层柱为 1/2。

④横梁的最后弯矩即分层计算所得弯矩。

⑤柱的最后弯矩为上、下两相邻简单刚架柱的弯矩叠加。需要时,对叠加后节点不平衡弯矩,在本节点内,可作一次分配平衡。

3.2.3 注意的问题

当框架梁柱线刚度 $\sum i_b / \sum i_c \geq 5$, 或框架不规则时,分层法则不适用。此外,分层法的计算工作量较大,当框架层数多时,更为明显。

例 3-1 图 3-2 所示为一个二层框架,用分层法作框架的弯矩图,括号中的数字表示每根杆件线刚度 $i = \frac{EI}{l}$ 的相对值。

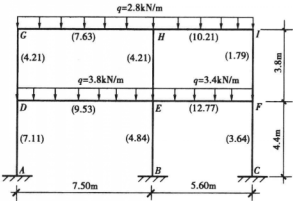


图 3-2

解 1) 求各节点的分配系数, 如表 3-1 所示。

表 3-1

层次	节点	相对 S 线 刚度				相对线刚度总和	分 配 系 数			
		左 梁	右 梁	上 柱	下 柱		左梁	右梁	上柱	下柱
顶层	G		7.63		$4.21 \times 0.9 = 3.79$	11.42		0.668		0.332
	H	7.63	10.21		$4.21 \times 0.9 = 3.79$	21.63	0.353	0.472		0.175
	I	10.21			$1.79 \times 0.9 = 1.61$	11.82	0.864			0.136
底层	D		9.53	$4.21 \times 0.9 = 3.79$	7.11	20.43		0.466	0.186	0.348
	E	9.53	12.77	$4.21 \times 0.9 = 3.79$	4.84	30.93	0.308	0.413	0.123	0.156
	F	12.77		$1.79 \times 0.9 = 1.61$	3.64	18.02	0.709		0.089	0.202

2) 固端弯矩

$$M_{GH} = -M_{HG} = -\frac{1}{12} \times 2.8 \times 7.5^2 \text{ kN} \cdot \text{m} = -13.13 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{HI} = -M_{IH} = -\frac{1}{12} \times 2.8 \times 5.6^2 \text{ kN} \cdot \text{m} = -7.32 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{DE} = -M_{ED} = -\frac{1}{12} \times 3.8 \times 7.5^2 \text{ kN} \cdot \text{m} = -17.81 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{EF} = -M_{FE} = -\frac{1}{12} \times 3.4 \times 5.6^2 \text{ kN} \cdot \text{m} = -8.89 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

利用分层法计算各节点弯矩, 见图 3-3 及图 3-4。

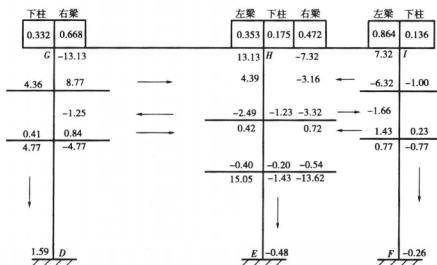


图 3-3 顶层计算简图

3) 弯矩图

把图 3-3 和图 3-4 的计算结果叠加,得到最后弯矩图(图 3-5),由图可知节点弯矩是不平衡的。可将节点不平衡弯矩再进行一次分配。

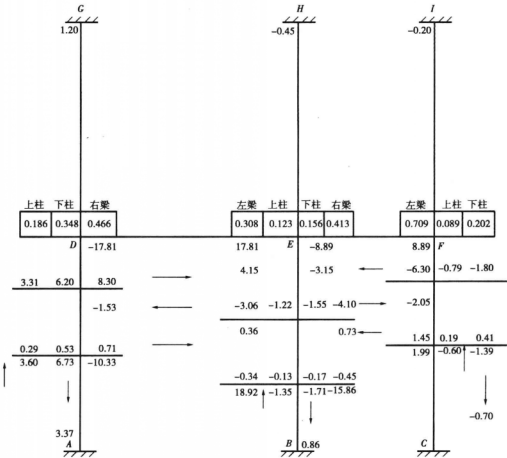


图 3-4 底层计算简图

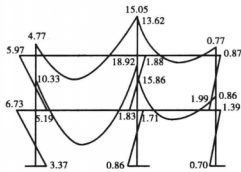


图 3-5 弯矩图

3.3 反弯点法

3.3.1 概述

框架上的水平荷载有风荷载和地震作用,它们均可化为作用在框架节点上的水平集中力,框架在水平集中力作用下,其弯矩图如图 3-6 所示。

由于只有节点集中力,但无节间荷载,故各杆弯矩图均为斜直线,且存在反弯点(弯矩变号点),通常,反弯点经过内力分析求出,但反弯点法中则相反,是先假定反弯点位置,然后进行内力分析。对有节点线位移的框架,梁的线刚度远比柱线刚度大,在水平力作用下,节点侧移系主要位移,节点转角是次要位移,如果忽略节点转角,则计算大为简化,反弯点法即忽略节点转角的一种近似法。

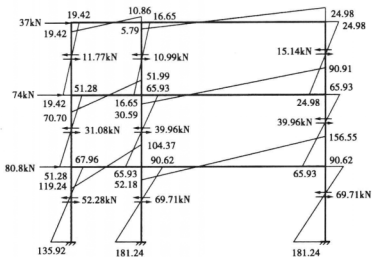


图 3-6 (弯矩单位为 $\text{kN} \cdot \text{m}$)

3.3.2 需解决的问题

反弯点法需解决的关键问题如下:

- ①求各柱剪力;
- ②求各柱反弯点位置。

3.3.3 假定条件

- ①将水平荷载化为节点集中力;
- ②假定横梁为刚性梁,梁柱线刚度比很大,节点角位移 $\theta = 0$,各节点只有侧移;
- ③底层柱反弯点在柱高的下 $2/3$ 处,楼层柱反弯点在柱高 $1/2$ 处。

3.3.4 计算方法

(1) 计算层剪力

框架在各节点水平集中力 P_i 作用下,在第 i 层引起的总剪力,等于第 i 层及以上各层水平集中力之和,即:

$$V_i = \sum_{i=1}^n P_i \quad (3-1)$$

式中: i ——该柱所在层数;

n ——框架总层数。

(2) 求各层各柱反弯点处剪力

各柱的剪力,按各柱侧移刚度大小分配,柱剪力分配公式如下:

$$V_{ij} = \frac{d_{ij}}{\sum_{i=1}^n d_{ij}} V_{ji} \quad (3-2)$$

式中: V_{ij} ——第 j 层第 i 根柱的剪力;

d_{ij} ——第 j 层第 i 根柱的抗侧刚度(即当柱端发生单位相对水平位移 $\Delta = 1$ 时,在柱端所需施加的水平力)。

据力学知识,对于两端固定杆,当一端产生位移时,则支座剪力

$$V = \frac{12i_c}{h^2} \delta \quad (3-3)$$

故此,柱的抗侧刚度:

$$d = V/\delta = 12i_c/h^2 \quad (3-4)$$

$$i_c = EI/h \quad (3-5)$$

式中: V ——柱剪力;

δ ——柱层间侧移;

h ——层高;

EI ——柱抗弯刚度;

i_c ——柱线刚度。

(3) 求各柱内力

柱端弯矩等于反弯点处剪力与反弯点至柱端距离的乘积,柱端剪力等于反弯点处剪力,但在反弯点处要变号。

(4) 求横梁内力

由于柱端弯矩已求出,故可根据节点平衡条件,求得梁端弯矩。还可根据力的平衡条件,由梁两端的弯矩求出梁的剪力。

3.3.5 需注意的问题

①适用条件:梁的线刚度与柱的线刚度之比大于 3 时,可用反弯点法计算。

②对于层数不多的框架,误差不大。

③对于层数较多的框架,由于柱截面加大,梁柱相对线刚度比减小,此时误差较大。

例 3-2 已知: 框架计算简图如图 3-7 所示, 图中带括号内的数值为该杆的线刚度比值。用反弯点法绘出弯矩图。

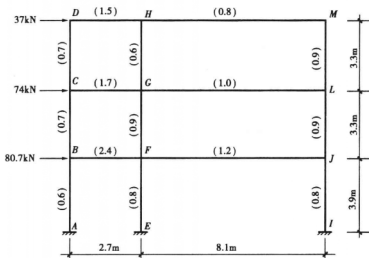


图 3-7

解 1) 求出各柱在反弯点处的剪力值

$$\text{第三层 } V_{CD} = \frac{0.7}{0.7 + 0.6 + 0.9} \times 37 \text{ kN} = 11.77 \text{ kN}$$

$$V_{GH} = \frac{0.6}{0.7 + 0.6 + 0.9} \times 37 \text{ kN} = 10.09 \text{ kN}$$

$$V_{LM} = \frac{0.9}{0.7 + 0.6 + 0.9} \times 37 \text{ kN} = 15.14 \text{ kN}$$

$$\text{第二层 } V_{BC} = \frac{0.7}{0.7 + 0.9 + 0.9} \times (37 + 74) \text{ kN} = 31.08 \text{ kN}$$

$$V_{FG} = \frac{0.9}{0.7 + 0.9 + 0.9} \times (37 + 74) \text{ kN} = 33.96 \text{ kN}$$

$$V_{JL} = \frac{0.9}{0.7 + 0.9 + 0.9} \times (37 + 74) \text{ kN} = 33.96 \text{ kN}$$

$$\text{第一层 } V_{AB} = \frac{0.6}{0.6 + 0.8 + 0.8} \times (37 + 74 + 80.7) \text{ kN} = 52.28 \text{ kN}$$

$$V_{EF} = \frac{0.8}{0.6 + 0.8 + 0.8} \times (37 + 74 + 80.7) \text{ kN} = 69.71 \text{ kN}$$

$$V_{LI} = \frac{0.8}{0.6 + 0.8 + 0.8} \times (37 + 74 + 80.7) \text{ kN} = 69.71 \text{ kN}$$

2) 求出各柱柱端的弯矩

$$\text{第三层 } M_{CD} = M_{DC} = 11.77 \times \frac{3.3}{2} \text{ kN} \cdot \text{m} = 19.42 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{GH} = M_{HG} = 10.09 \times \frac{3.3}{2} \text{ kN} \cdot \text{m} = 16.65 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{LM} = M_{ML} = 15.14 \times \frac{3.3}{2} \text{ kN} \cdot \text{m} = 24.98 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

第二层 $M_{BC} = M_{CB} = 31.08 \times \frac{3.3}{2} \text{ kN} \cdot \text{m} = 51.28 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$M_{FG} = M_{GF} = 39.96 \times \frac{3.3}{2} \text{ kN} \cdot \text{m} = 65.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{JL} = M_{LJ} = 39.96 \times \frac{3.3}{2} \text{ kN} \cdot \text{m} = 65.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

第一层 $M_{AB} = 52.28 \times \frac{2}{3} \times 3.9 \text{ kN} \cdot \text{m} = 135.92 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$M_{BA} = 52.28 \times \frac{1}{3} \times 3.9 \text{ kN} \cdot \text{m} = 67.96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{EF} = 69.71 \times \frac{2}{3} \times 3.9 \text{ kN} \cdot \text{m} = 181.24 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{FE} = 69.71 \times \frac{1}{3} \times 3.9 \text{ kN} \cdot \text{m} = 90.62 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{IJ} = 69.71 \times \frac{2}{3} \times 3.9 \text{ kN} \cdot \text{m} = 181.24 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{JI} = 69.71 \times \frac{1}{3} \times 3.9 \text{ kN} \cdot \text{m} = 90.62 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3) 求出各横梁梁端的弯矩

第三层 $M_{DH} = M_{DC} = 19.42 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$M_{HD} = \frac{1.5}{1.5 + 0.8} \times 16.65 \text{ kN} \cdot \text{m} = 10.86 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{HM} = \frac{0.8}{1.5 + 0.8} \times 16.65 \text{ kN} \cdot \text{m} = 5.79 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{MH} = M_{ML} = 24.98 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

第二层 $M_{CG} = M_{CD} + M_{CB} = 19.42 \text{ kN} \cdot \text{m} + 51.28 \text{ kN} \cdot \text{m} = 70.70 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$M_{GC} = \frac{1.7}{1.7 + 1.0} \times (16.65 + 65.93) \text{ kN} \cdot \text{m} = 51.99 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{GL} = \frac{1.0}{1.7 + 1.0} \times (16.65 + 65.93) \text{ kN} \cdot \text{m} = 30.59 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{LG} = M_{LM} + M_{LJ} = 24.98 \text{ kN} \cdot \text{m} + 65.93 \text{ kN} \cdot \text{m} = 90.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

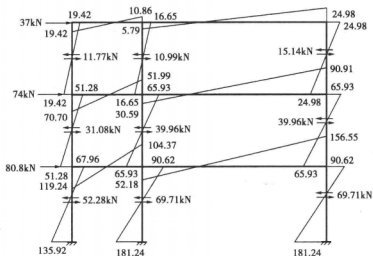
第一层 $M_{BF} = M_{BC} + M_{BA} = 51.28 \text{ kN} \cdot \text{m} + 67.96 \text{ kN} \cdot \text{m} = 119.24 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$M_{FB} = \frac{2.4}{2.4 + 1.2} \times (65.93 + 90.62) \text{ kN} \cdot \text{m} = 104.37 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{FJ} = \frac{1.2}{2.4 + 1.2} \times (65.93 + 90.62) \text{ kN} \cdot \text{m} = 52.18 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{JF} = M_{JL} + M_{JI} = 65.93 \text{ kN} \cdot \text{m} + 90.62 \text{ kN} \cdot \text{m} = 156.55 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

4) 绘制各杆的弯矩图(图 3-8)

图 3-8 (弯矩单位为 $\text{kN} \cdot \text{m}$)

3.4 D 值法

D 值法是计算多层框架在水平力作用下内力和变形的近似方法,由日本学者武藤清所推导,该法概念清楚,计算简便,精度满足工程要求,是一种常用的手算方法。

3.4.1 反弯点法的缺点

在反弯点法中,假定 $i_L/i_c = \infty$,同时假定柱反弯点高度为定值,从而使内力计算简化,但在得到方便的同时,也会带来误差,反弯点法缺点如下:

- ①柱的抗侧刚度只与柱的线刚度及层高有关。
- ②柱的反弯点位置是个定值。

反弯点法之所以存在以上缺点,根源在于没有考虑节点转动带来的影响。由于节点的转动,导致用反弯点法计算的内力误差较大。有鉴于此,日本人武藤清于 1933 年提出 D 值法(D 即修正后的柱侧移刚度,亦即:使框架柱产生单位水平位移所需施加的水平力)对反弯点法予以修正。

3.4.2 D 值法需解决的问题

反弯点法之所以存在以上两个缺点,根本原因是未考虑框架的节点转动。 D 值法则针对以上问题,近似考虑节点转动的影响,解决以下问题:

(1) 修正柱的侧移刚度

节点转动影响柱的抗侧刚度,故柱的侧移刚度不但与柱本身的线刚度和层高有关,而且还与梁的线刚度有关。

(2) 修正反弯点的高度

节点转动还影响反弯点高度位置,故柱的反弯点高度不应是个定值,而应是个变数,并随

以下因素变化：

- ①梁柱线刚度比；
- ②该柱所在楼层位置；
- ③上下层梁的线刚度；
- ④上下层层高；
- ⑤框架总层数。

3.4.3 修正柱侧移刚度 D 值

在水平荷载下，框架既有侧移，亦存在节点转动，见图 3-9。

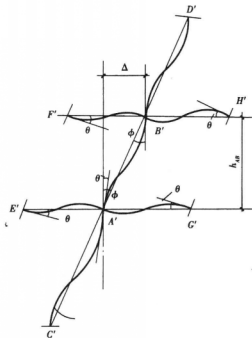


图 3-9

取楼层某柱 AB 加以研究，为简化计算，假定：

- ①柱 AB 及其上下左右相邻各杆两端的杆端转角均为 θ 。
- ②柱 AB 及其上下相邻的两个柱 (BD 柱、AC 柱) 的弦转角均为 φ 。
- ③柱 AB 及上下相邻的两个柱的线刚度均为 i_c 。
- ④与柱 AB 相交的横梁的线刚度分别为 i_1, i_2, i_3, i_4 ，由节点 A 和节点 B 的力矩平衡条件，

分别有：

$$4(i_3 + i_4 + i_c + i_c)\theta + 2(i_3 + i_4 + i_c + i_c)\theta - 6(i_c\varphi + i_c\varphi) = 0$$

$$4(i_1 + i_2 + i_c + i_c)\theta + 2(i_1 + i_2 + i_c + i_c)\theta - 6(i_c\varphi + i_c\varphi) = 0$$

以上两式相加，经化简后可有：

$$\theta = \frac{2}{2 + \frac{\sum i}{2i_c}}\varphi = \frac{2}{2 + K}\varphi \quad (3-6)$$

式中: $\sum i = i_1 + i_2 + i_3 + i_4$;

$$K = \frac{\sum i}{2i_c}。$$

柱 AB 所受剪力为

$$V_{AB} = \frac{12i_c}{h_{AB}}(\varphi - \theta) \quad (3-7)$$

将式(3-6)代入式(3-7),则有

$$V_{AB} = \frac{12i_c}{h_{AB}} \cdot \frac{K}{2+K}\varphi = \frac{12i_c}{h_{AB}^2} \cdot \frac{K}{2+K} \cdot \Delta$$

令 $\alpha = \frac{K}{2+K}$, 则有

$$V_{AB} = \alpha \cdot \frac{12i}{h_{AB}^2} \cdot \Delta \quad (3-8)$$

故而, AB 柱的侧移刚度 D_{AB} 为

$$D_{AB} = \frac{V_{AB}}{\Delta} = \alpha \cdot \frac{12i}{h_{AB}^2} \quad (3-9)$$

与反弯点法侧移刚度 $12i/h_{AB}^2$ 相比, 可知 α 是考虑梁柱线刚度比值对柱侧移刚度的影响系数。同理, 亦可导出底层柱的抗侧移刚度修正系数公式

$$\alpha = \frac{0.5 + K}{2 + K} \quad (3-10)$$

上式适用于柱底固定情况。

α 值计算公式见表 3-2。

柱的 D 值确定后, 假定同一楼层各柱侧移相等, 可得各柱剪力

$$V_{ij} = \frac{D_{ij}}{\sum D_{ij}} V_j \quad (3-11)$$

式中: V_{ij} ——第 j 层第 i 柱的剪力;

D_{ij} ——第 j 层第 i 柱的侧移刚度 D 值;

$\sum D_{ij}$ ——第 j 层所有柱的 D 值总和;

V_j ——第 j 层层剪力。





3.4.4 修正柱反弯点高度

各层柱反弯点的位置与该柱上、下端转角大小有关, 若上下两端转角相同, 即上下两端弯矩值相同, 则反弯点在柱高的中点; 如果柱上下端转角不同, 则反弯点偏向转角大的一端, 亦即偏向约束刚度小的一端。影响柱子两端转角大小的因素有:

- ①水平荷载的形式;
- ②梁柱线刚度比;
- ③结构总层数及该柱所在层次;
- ④柱上、下横梁线刚度比;

- ⑤上层层高的变化；
- ⑥下层层高的变化。

表 3-2 α 值计算公式表

层 别	边 柱	中 柱	α
一般层	<div></div> <div>$\bar{K} = \frac{i_1 + i_3}{2i_c}$</div>	<div></div> <div>$\bar{K} = \frac{i_1 + i_2 + i_3 + i_4}{2i_c}$</div>	$\alpha = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$
底 层	<div></div> <div>$\bar{K} = \frac{i_3}{i_c}$</div>	<div></div> <div>$\bar{K} = \frac{i_3 + i_4}{2i_c}$</div>	$\alpha = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$

综合考虑以上因素,并经修正,柱反弯点至柱底的距离 y_h 可由下式计算:

$$y_h = (y_0 + y_1 + y_2 + y_3)h \tag{3-12}$$

式中: y_0 ——标准反弯点高度比。

$$y_0 \text{ 的影响因素} \left\{ \begin{array}{l} \text{总层数} \\ \text{该柱所在层次} \\ \text{梁柱刚度比} \\ \text{水平荷载类型} \end{array} \right.$$

y_0 可由表 3-3,表 3-4 查取。

表 3-3 规则框架承受均布水平力作用的反弯点高度比 y_0 值

m	k		0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
	n															
1	1		0.80	0.75	0.70	0.65	0.65	0.60	0.60	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
2	2		0.45	0.40	0.35	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
	1		0.95	0.80	0.75	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.50
3	3		0.15	0.20	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	2		0.55	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	1		1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55
4	4		-0.05	0.05	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	3		0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	2		0.65	0.55	0.50	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	1		1.10	0.90	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55
5	5		-0.20	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	4		0.10	0.20	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	3		0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	2		0.65	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1		1.20	0.95	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55
6	6		-0.30	0.00	0.10	0.20	0.25	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	5		0.00	0.20	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	4		0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	3		0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	2		0.70	0.60	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1		1.20	0.95	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55
7	7		-0.35	-0.05	0.10	0.20	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	6		-0.10	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	5		0.10	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	4		0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	3		0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	2		0.75	0.60	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1		1.20	0.95	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55
8	8		-0.35	-0.15	0.10	0.15	0.25	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	7		-0.10	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.50	0.50	0.50
	6		0.05	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	5		0.20	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	4		0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	3		0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2		0.75	0.60	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1		1.20	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55

续表

m	n	k	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	
9	9		-0.40	-0.05	0.10	0.20	0.25	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
	8		-0.15	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	7		0.05	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	6		0.15	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	5		0.25	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4		0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3		0.55	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2		0.80	0.65	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
1		1.20	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	
10	10		-0.40	-0.05	0.10	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
	9		-0.15	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	8		0.00	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	7		0.10	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	6		0.20	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	5		0.30	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4		0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3		0.55	0.50	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2		0.80	0.65	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
1		1.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	
11	11		-0.40	0.05	0.10	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
	10		-0.15	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	9		0.00	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	8		0.10	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	7		0.20	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	6		0.25	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	5		0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4		0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3		0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2		0.80	0.65	0.60	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1		1.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55
12 以 上	1		-0.40	-0.05	0.10	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
	2		-0.15	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	3		0.00	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4		0.10	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	5		0.20	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	6		0.25	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	7		0.30	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	8		0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	5		0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4		0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3		0.60	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2		0.80	0.65	0.60	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1		1.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55

表 3-4 规则框架承受倒三角形分布水平力作用反弯点高度比 y_0 值

m	k n	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
1	1	0.80	0.75	0.70	0.65	0.65	0.60	0.60	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
2	2	0.50	0.45	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50
	1	1.00	0.85	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55
3	3	0.25	0.25	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50
	2	0.60	0.50	0.50	0.50	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.15	0.90	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
4	4	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
	3	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	2	0.70	0.60	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.20	0.95	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55
5	5	-0.05	0.10	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	4	0.20	0.25	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	3	0.45	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.75	0.60	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55
6	6	-0.15	0.05	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	5	0.10	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	4	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.80	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
7	7	-0.20	0.05	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.45	0.45	0.45	0.45
	6	0.05	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	5	0.20	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.80	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.30	1.00	0.90	0.80	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
8	8	-0.20	0.05	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.45	0.45	0.45	0.45
	7	0.00	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	6	0.15	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.30	0.45	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.60	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.85	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.30	1.00	0.90	0.80	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55

续表

m	k		0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
	n															
9	9	-0.25	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
	8	-0.00	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	7	0.15	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.25	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.60	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.85	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.35	1.00	0.90	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55
10	10	-0.25	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
	9	-0.05	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	8	0.10	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	7	0.20	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.30	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.50	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.60	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.85	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.35	1.00	0.90	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55
11	11	-0.25	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.39	0.35	0.35	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
	10	-0.05	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	9	0.10	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	8	0.20	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	7	0.25	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.65	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.85	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.35	1.05	0.90	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55
12 以 上	1	-0.30	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
	2	-0.10	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	3	0.05	0.25	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.15	0.30	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.25	0.35	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.30	0.40	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	7	0.35	0.40	0.55	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	8	0.35	0.45	0.55	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.45	0.45	0.55	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.65	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.70	0.70	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.55
	1	1.35	1.05	0.90	0.80	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55

表 3-3、表 3-4 附注:

①水平均布荷载 对应 风荷载;

②倒三角形荷载 对应 地震作用;

③ γ_0 = 反弯点到柱底距离/柱全高;

④规则框架 指

- 各层层高相同
- 各跨跨度相同
- 各梁线刚度相同
- 各柱线刚度相同

⑤ m ——总层数, n ——计算柱所在层数, \bar{K} ——平均相对刚度。 y_1 查表 3-5 确定。①当 $i_1 + i_2 < i_3 + i_4$ 时, $\alpha_1 = (i_1 + i_2) / (i_3 + i_4)$ 。据 α_1 和 K 值,从表 3-5 中查 y_1 , y_1 取正值。②当 $i_3 + i_4 < i_1 + i_2$ 时, $\alpha_1 = (i_3 + i_4) / (i_1 + i_2)$ 。据 α_1 和 K 值,从表 3-5 中查 y_1 , y_1 取负值。③底层柱不考虑 α_1 值,故不作此项修正。 y_2 和 y_3 查表 3-6 确定。① y_2 ——按照 $\alpha_2 = h_{\perp} / h$ 求得,上层较高时为正值,但对于最上层, y_2 可不考虑。② y_3 ——按照 $\alpha_3 = h_{\text{下}} / h$ 求得,对于最下层, y_3 可不考虑。表 3-5 上下层横梁线刚度比对 γ_0 的修正值 y_1

$\alpha_1 \backslash K$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
0.4	0.55	0.40	0.30	0.25	0.20	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15	0.05	0.05	0.05	0.05
0.5	0.45	0.30	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05
0.6	0.30	0.20	0.15	0.15	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0	0
0.7	0.20	0.15	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0	0	0
0.8	0.15	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0	0	0	0	0
0.9	0.05	0.05	0.05	0.05	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

注:

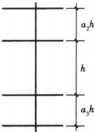


$$K = \frac{i_1 + i_2 + i_3 + i_4}{2i}$$

表 3-6 上下层高变化对 y_0 的修正值 y_2 和 y_3

α_2	$\begin{matrix} K \\ \alpha_3 \end{matrix}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
2.0		0.25	0.15	0.15	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0
1.8		0.20	0.15	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0
1.6	0.4	0.15	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0	0.0
1.4	0.6	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.2	0.8	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.8	1.2	-0.05	-0.05	-0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.6	1.4	-0.10	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.4	1.6	-0.15	-0.10	-0.10	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	0.0	0.0	0.0	0.0
	1.8	-0.20	-0.15	-0.10	-0.10	-0.10	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	0.05	0.0	0.0	0.0
	2.0	-0.25	-0.15	-0.15	-0.10	-0.10	-0.10	-0.10	-0.10	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	0.0	0.0

注：



y_2 ——按照 K 及 α_2 求得,上层较高时为正值;

y_3 ——按照 \bar{K} 及 α_3 求得。

$$\alpha_2 = \frac{h_{\text{上}}}{h}$$

$$\alpha_3 = \frac{h_{\text{下}}}{h}$$

3.4.5 D 值法计算步骤及注意事项

计算步骤如下：

- ①逐层逐柱求抗推刚度 D 值；
- ②逐层逐柱求反弯点位置；
- ③求所有柱在反弯点处的水平剪力；
- ④求所有柱的柱端弯矩；
- ⑤求所有梁的梁端弯矩。

注意事项：

- ①当楼面开洞面积很大时, D 值法不再适用；
- ②由于忽略柱轴向变形,故误差增大。

例 3-3 已知:框架计算简图如例 3-2 图 3-7。用改进反弯点法计算内力并绘制弯矩图。

解 1)求各柱的剪力值

	CD	GH	LM	
第三层	$\bar{K} = \frac{1.5}{2 \times 0.7} = 2.286$	$\bar{K} = \frac{1.5 + 0.8 + 1.7 + 1.0}{2 \times 0.6} = 4.166$	$\bar{K} = \frac{0.8 + 1.0}{2 \times 0.9} = 1.000$	$\sum D = 1.079 \times (\frac{12}{3.3^2})$
	$D = \frac{2.286}{2 + 2.286} \times 0.7 \times (\frac{12}{3.3^2}) = 0.3734 \times (\frac{12}{3.3^2})$	$D = \frac{4.166}{2 + 4.166} \times 0.6 \times (\frac{12}{3.3^2}) = 0.4054 \times (\frac{12}{3.3^2})$	$D = \frac{1.000}{2 + 1.000} \times 0.9 \times (\frac{12}{3.3^2}) = 0.3000 \times (\frac{12}{3.3^2})$	
	$V = 37 \times \frac{0.3734}{1.079} = 12.80\text{kN}$	$V = 37 \times \frac{0.4054}{1.079} = 13.90\text{kN}$	$V = 10.29\text{kN}$	

	BC	FG	JL	
第二层	$\bar{K} = \frac{1.7 + 2.4}{2 \times 0.7} = 2.929$	$\bar{K} = \frac{1.7 + 1.0 + 2.4 + 1.2}{2 \times 0.9} = 3.500$	$\bar{K} = \frac{1.0 + 1.2}{2 \times 0.9} = 1.222$	$\sum D = 1.330 \times (\frac{12}{3.3^2})$
	$D = \frac{2.929}{2 + 2.929} \times 0.7 \times (\frac{12}{3.3^2}) = 0.4160 \times (\frac{12}{3.3^2})$	$D = \frac{3.500}{2 + 3.500} \times 0.9 \times (\frac{12}{3.3^2}) = 0.5727 \times (\frac{12}{3.3^2})$	$D = 0.3413 \times (\frac{12}{3.3^2})$	
	$V = \frac{37 + 74}{1.330} \times 0.4160 = 34.72\text{kN}$	$V = \frac{37 + 74}{1.330} \times 0.5727 = 47.80\text{kN}$	$V = 28.48\text{kN}$	

	AB	EF	IJ	
第一层	$\bar{K} = \frac{2.4}{0.60} = 4.000$	$\bar{K} = \frac{2.4 + 1.2}{0.8} = 4.500$	$\bar{K} = \frac{1.2}{0.8} = 1.500$	$\sum D = 1.522 \times (\frac{12}{3.9^2})$
	$D = \frac{0.5 + 4.000}{2 + 4.000} \times 0.6 \times (\frac{12}{3.9^2}) = 0.4500 \times (\frac{12}{3.9^2})$	$D = \frac{0.5 + 4.500}{2 + 4.500} \times 0.8 \times (\frac{12}{3.9^2}) = 0.6154 \times (\frac{12}{3.9^2})$	$D = 0.457 \times (\frac{12}{3.9^2})$	
	$V = \frac{37 + 74 + 80.7}{1.522} \times 0.4500 = 56.68\text{kN}$	$V = \frac{37 + 74 + 80.7}{1.522} \times 0.6154 = 77.51\text{kN}$	$V = \frac{37 + 74 + 80.7}{1.522} \times 0.457 = 57.56\text{kN}$	

多高层建筑设计

2) 求各柱的反弯点高度 y_h

	CD	GH	LM
第	$\bar{K} = 2.286$	$\bar{K} = 4.166$	$\bar{K} = 1.000$
三	$y_0 = 0.41$	$y_0 = 0.45$	$y_0 = 0.35$
	$I = \frac{1.5}{1.7} = 0.882\ 4$	$I = \frac{1.5+0.8}{1.7+1.0} = 0.851\ 9$	$I = \frac{0.8}{1.0} = 0.800\ 0$
	$y_1 = 0$	$y_1 = 0$	$y_1 = 0$
层	$a_3 = 1.0$	$a_3 = 1.0$	$a_3 = 1.0$
	$y_3 = 0$	$y_3 = 0$	$y_3 = 0$
	$y = 0.41 + 0 + 0 = 0.41$	$y = 0.45 + 0 + 0 = 0.45$	$y = 0.35 + 0 + 0 = 0.35$

	BC	FG	JL
第	$\bar{K} = 2.929$	$\bar{K} = 3.500$	$\bar{K} = 1.222$
二	$y_0 = 0.50$	$y_0 = 0.50$	$y_0 = 0.45$
	$I = \frac{1.7}{2.4} = 0.708\ 3$	$I = \frac{1.7+1.0}{2.4+1.0} = 0.794\ 1$	$I = \frac{1.0}{1.2} = 0.833\ 3$
	$y_1 = 0$	$y_1 = 0$	$y_1 = 0$
	$a_2 = 1.0$	$a_2 = 1.0$	$a_2 = 1.0$
	$y_2 = 0$	$y_2 = 0$	$y_2 = 0$
层	$a_3 = \frac{3.9}{3.3} = 1.182$	$a_3 = 1.182$	$a_3 = 1.182$
	$y_3 = 0$	$y_3 = 0$	$y_3 = 0$
	$y = 0.50 + 0 + 0 + 0 = 0.50$	$y = 0.50 + 0 + 0 + 0 = 0.50$	$y = 0.45 + 0 + 0 + 0 = 0.45$

	AB	EF	IJ
第	$\bar{K} = 4.000$	$\bar{K} = 4.500$	$\bar{K} = 1.500$
一	$y_0 = 0.55$	$y_0 = 0.55$	$y_0 = 0.575$
	$a_2 = \frac{3.3}{3.9} = 0.846\ 2$	$a_2 = 0.846\ 2$	$a_2 = 0.846\ 2$
	$y_2 = 0$	$y_2 = 0$	$y_2 = 0$
层	$y = 0.55 + 0 = 0.55$	$y = 0.55 + 0 = 0.55$	$y = 0.575 + 0 = 0.575$

3) 求各柱的柱端弯矩

第三层

$$M_{CD} = 12.80 \times 0.41 \times 3.3\text{kN} \cdot \text{m} = 17.32\text{kN} \cdot \text{m}, M_{GH} = 13.90 \times 0.45 \times 3.3\text{kN} \cdot \text{m} = 20.64\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{DC} = 12.80 \times 0.59 \times 3.3\text{kN} \cdot \text{m} = 24.92\text{kN} \cdot \text{m}, M_{HG} = 13.90 \times 0.55 \times 3.3\text{kN} \cdot \text{m} = 25.23\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{LM} = 10.29 \times 0.35 \times 3.3\text{kN} \cdot \text{m} = 11.88\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ML} = 10.29 \times 0.65 \times 3.3\text{kN} \cdot \text{m} = 22.07\text{kN} \cdot \text{m}$$

第二层

$$M_{BC} = 34.72 \times 0.50 \times 3.3\text{kN} \cdot \text{m} = 57.29\text{kN} \cdot \text{m}, M_{FG} = 47.80 \times 0.50 \times 3.3\text{kN} \cdot \text{m} = 78.87\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{CB} = M_{BC} = 57.29\text{kN} \cdot \text{m}, M_{GF} = M_{FG} = 78.87\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{JL} = 28.48 \times 0.45 \times 3.3\text{kN} \cdot \text{m} = 42.29\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{LJ} = 28.48 \times 0.55 \times 3.3\text{kN} \cdot \text{m} = 51.69\text{kN} \cdot \text{m}$$

第一层

$$M_{AB} = 56.68 \times 0.55 \times 3.9\text{kN} \cdot \text{m} = 121.6\text{kN} \cdot \text{m}, M_{EF} = 77.51 \times 0.55 \times 3.9\text{kN} \cdot \text{m} = 166.3\text{kN} \cdot \text{m}$$

3.5 侧移计算及限值

3.5.1 侧移成分与变形类型

框架结构在水平荷载作用下的侧移可用下式表示：

$$\Delta = \Delta_M + \Delta_N$$

式中： Δ ——框架结构在水平力下的总侧移；

Δ_M ——梁柱弯曲变形产生的侧移（即总体剪力变形）；

Δ_N ——柱轴向变形产生的侧移（即总体弯曲变形）。

结构在水平力作用下，受到水平剪力和倾覆力矩，水平剪力由各柱分担，在柱中和梁中产生弯曲变形，梁柱的弯曲变形使框架结构产生的侧移曲线与悬臂梁的剪切变形曲线相似，故称为总体剪切变形。

倾覆力矩使框架两侧边柱中产生轴力，一侧边柱受拉，另一侧边柱受压，柱中轴向力产生的轴向变形使框架结构产生的侧移曲线与悬臂梁的弯曲变形曲线相似，故称为总体弯曲变形。一般而言， Δ_M 和 Δ_N 两种成分同时存在，但对框架结构而言， Δ_M 占主导地位， Δ_N 数值甚微，当 $H/B < 4$ 时，或 $H > 50\text{m}$ 时， Δ_N 的影响可略去不计。

梁柱弯曲变形产生的侧移属剪切型；柱轴向变形产生的侧移属弯曲型，各自的特点如下：

- 剪切型 { 层间侧移，下大上小
变形曲线方程 $y_M = \frac{\mu q}{GA} (2HZ - Z^2)$ ，其二阶导数 $Y''_M < 0$ ，故曲线凹向纵轴
- 弯曲型 { 层间侧移，上大下小
变形曲线方程 $y_N = \frac{q}{24EI} (6H^2 Z^2 - 4HZ^3 + Z^4)$ ，其二阶导数 $y''_N > 0$ ，故曲线凸向纵轴

剪切型与弯曲型的变形曲线见图 3-11。

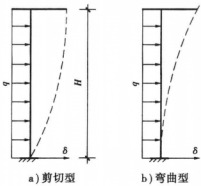


图 3-11 剪切变形与弯曲变形

3.5.2 总体剪切变形计算

侧移 { 层间侧移—— δ
顶点侧移—— Δ

$$\delta_i = \Delta_i - \Delta_{i-1} - \theta_{i-1} \cdot h \tag{3-13}$$

- 式中： δ_i ——层间侧移；
 Δ_i ——第 i 层楼层侧移；
 Δ_{i-1} ——第 $i-1$ 层楼层侧移；
 θ_{i-1} ——第 $i-1$ 层在水平力下转角；
 h ——层高；
 $\Delta_i - \Delta_{i-1}$ ——层位移差。

由上可见，对剪弯型及弯曲型， $\delta_i < \Delta_i - \Delta_{i-1}$ 。式(3-13)即层间侧移的定义，只有对于剪切型结构，由于 $\theta_{i-1} = 0$ ，才出现 $\delta_i = \Delta_i - \Delta_{i-1}$ 的特殊情况。

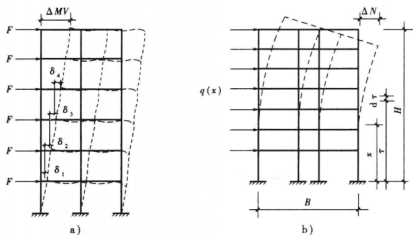


图 3-12 水平荷载作用下框架变形图

$$\delta_i = \frac{V_i}{\sum D_{ij}} \quad (3-14)$$

式中: δ_i ——层间侧移(此处指变形曲线为剪切型, $\theta = 0$, 在此特殊条件下, 层间侧移才与层位移差相等), 见图 3-12;

V_i ——层剪力标准值;

$\sum D_{ij}$ ——柱的层刚度。

框架结构的顶点侧移按下式计算:

$$\Delta = \sum_{i=1}^n \delta_i \quad (3-15)$$

例 3-4 求图 3-13 所示三跨 12 层框架由杆件弯曲产生的顶点侧移 Δ 及最大层间侧移 δ_j , 层高 $h = 400\text{cm}$, 总高 $H = 400\text{cm} \times 12 = 4800\text{cm}$, 弹性模量 $E = 2.0 \times 10^4 \text{MPa}$ 。各层梁截面尺寸相同, 柱截面尺寸有 4 种, 7 层以上柱断面尺寸减小, 内柱、外柱尺寸不同, 详见图中所注。

解 各层 $i_c, K, \alpha, D, \sum D_{ij}$ 及相对侧移 δ_j , 绝对侧移 Δ_j 计算如表 3-7, 计算结果绘于图 3-14。

P	$i_c=1.06$		$i_c=2.60$			$n=12$	400
P		$i_c=2.60$		$i_c=1.06$			
	25 × 80	25 × 60	25 × 80			$n=11$	400
P		$i_c=2.85$	$i_c=2.57$	$i_c=2.85$		$n=10$	400
P						$n=9$	400
P	40 × 40	50 × 50	50 × 50	40 × 40		$n=8$	400
P						$n=7$	400
P						$n=6$	400
P						$n=5$	400
P						$n=4$	400
P	$i_c=2.60$		$i_c=5.40$	$i_c=2.60$		$n=3$	400
P	50 × 50	60 × 60	60 × 60	50 × 50		$n=2$	400
P						$n=1$	400
		750	350	750			

(尺寸单位: cm; 线刚度单位: $10^{10}\text{N} \cdot \text{mm}$)

图 3-13

表 3-7

	i_c /($\times 10^9 \text{N} \cdot \text{mm}$)		K		α		D /($\times 10^3 \text{N/mm}$)		$\sum D_i$ ($\times 10^4$)	V_j ($\times P$)	δ_j^w $1 \times 10^{-3} P$ /(mm)	Δ_j^w $1 \times 10^{-3} P$ /(mm)
	边柱	中柱	边柱	中柱	边柱	中柱	边柱	中柱				
12										1	0.035	2.04
11										2	0.069	2.001
10										3	0.104	1.932
9	1.06	2.6	2.69	2.09	0.57	0.51	4.53	9.94	28.9	4	0.138	1.828
8										5	0.173	1.69
7										6	0.207	1.517
6										7	0.173	1.31
5										8	0.198	1.137
4	2.6	5.4	1.10	1.0	0.35	0.33	6.82	13.4	0.4	9	0.223	0.939
3										10	0.247	0.716
2										11	0.272	0.469
1	2.6	5.4	1.10	1.0	0.53	0.5	10.1	20.3	60.9	12	0.197	0.197

3.5.3 总体弯曲变形计算

在水平力作用下，框架各杆除产生弯矩和剪力外，还有轴向力，受荷一侧柱产生轴向拉力，另一侧产生轴向压力，边柱轴力大，中柱轴力小，柱轴向变形对内力影响小，对侧移影响大。为简化计算，假定中柱轴力为零，则边柱轴力为：

$$N = \pm M/B \tag{3-16}$$

式中： M ——水平荷载产生的总倾覆力矩；

B ——框架边柱轴线间距离。

相应图形见图 3-12。当建筑物层数较多时，可近似视为连续变化，据结构力学，在轴力作用下顶点最大水平位移为

$$\Delta_N = \int_0^H \frac{N_1 N}{EA} dx \tag{3-17}$$

式中： N_1 ——单位水平力作用于框架顶点时，在外柱中的轴力；

N ——外荷载作用下在框架外柱中的轴力；

A ——外柱截面积。

在 x 高程处，

$$N_1 = \pm \frac{H - X}{B} \tag{3-18}$$

$$N = \pm \int_0^H \frac{q(x) d\tau (\tau - X)}{B} \tag{3-19}$$

若假定边柱的截面沿高度线性变化，其变化规律为：

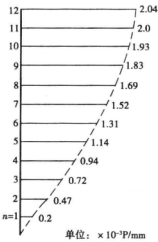


图 3-14

$$A = A_1 \left[1 - (1 - n) \frac{X}{H} \right] \quad (3-20)$$

式中: A_1 ——底层柱截面积;

n ——底层柱与顶层柱截面积之比

$$n = A_m / A_1$$

A_m ——顶层柱截面积。

将式(3-18)、(3-19)、(3-20)代入式(3-17),则有:

$$\Delta_N = \frac{1}{EB^2 A_1} \int_0^H \frac{(H-x)}{\left[1 - (1-n) \frac{X}{H} \right]} \int_x^H q(x)(\tau-x) d\tau dx \quad (3-21)$$

若为均布荷载,则 $q(x) = q$, 代入式(3-21)则有

$$\begin{aligned} \Delta_N &= \frac{1}{EB^2 A_1} \int_0^H \frac{(H-x)}{\left[1 - (1-n) \frac{X}{H} \right]} \int_x^H (\tau-x) d\tau dx \\ &= \frac{q}{2EB^2 A_1} \int_0^H \frac{(H-x)^2}{\left[1 - (1-n) \frac{x}{H} \right]} dx \\ &= \frac{V_0 H^3}{EA_1 B^2} F(n) \end{aligned} \quad (3-22)$$

式中: V_0 ——底部总剪力, $V_0 = \int_0^H q \cdot H$ 。

$$F(n) = \frac{2 - 9n + 18n^2 - 11n^3 + 6n^3 \ln n}{6(1-n)^4} \quad (3-23)$$

同理,可求得顶点集中力 F 作用下的 Δ_N , 用式(3-22)表示,即

$$\Delta_N = \frac{\sum F \cdot H^3}{EA_1 B^2} F(n) \quad (3-24)$$

其中: $V_0 = F$

$$F(n) = \frac{1 - 4n + 3n^2 - 2n^3 \ln n}{(1-n)^3} \quad (3-25)$$

倒三角形荷载作用下的 Δ_N , 亦可用式(3-22)表示。其中,

$$V_0 = 1/2 qH$$

$$\begin{aligned} F(n) &= 2/3 \left[\frac{2 \ln n}{n-1} + \frac{5(1-n+\ln n)}{(n-1)^2} + \frac{4 \cdot 5 - 6n + 1 \cdot 5n^2 + 3 \ln n}{(n-1)^3} \right] + \\ &\quad \left(-\frac{11}{6} + 3n - 1 \cdot 5n^2 + \frac{1}{3}n^3 - \ln n \right) \frac{1}{(n-1)^4} + \left(-\frac{25}{12} + 4n - 3n^2 + \frac{4}{3}n^3 - \frac{n^4}{4} - \ln n \right) \frac{1}{(n-1)^5} \end{aligned} \quad (3-26)$$

式(3-23)、(3-25)、(3-26)已制成图表,可查图 3-15。

例 3-5 求图 3-13 所示框架由于柱轴向变形产生的侧移。

解

$$A_{\text{顶}} = 40 \times 40 \text{ cm}^2 = 1\,600 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{底}} = 50 \times 50 \text{ cm}^2 = 2\,500 \text{ cm}^2$$

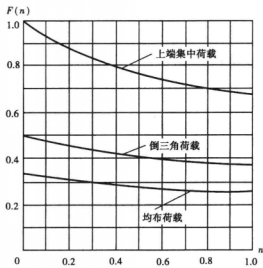


图 3-15 图表

$n = A_{\text{顶}}/A_{\text{底}} = 1\,600/2\,500 = 0.64$
 $V_0 = 12\text{PN}$ $H = 4\,800\text{cm}$
 $E = 2.0 \times 10^4\text{N/mm}$ $B = 1\,850\text{cm}$

由式(3-22)计算侧移变形, F_n [即 $F(n)$] 及 Δ_j^N, δ_j^N 列于表 3-8, F_n 查图 3-16(均布荷载)。

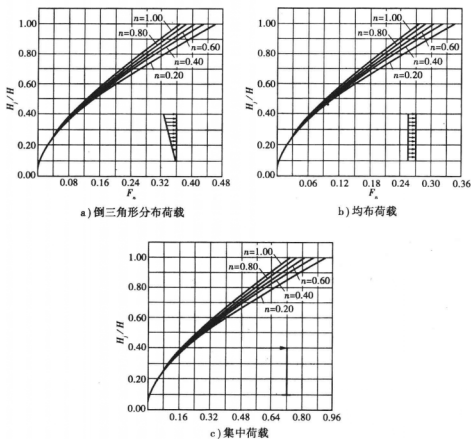
$$\frac{V_0 H^3}{EB^2 A_{\text{底}}} = \frac{12P \times 48\,000^3}{2 \times 10^4 \times 18\,500^2 \times 250\,000} = 7.755 \times 10^{-4} P$$

由计算结果可见,柱轴向变形产生的侧移与梁、柱弯曲变形产生的侧移相比,前者占的比例较小。在本例中,总顶点位移为

$$\Delta_{12} = \Delta_{12}^M + \Delta_{12}^N = (2.04 + 0.21) \times 10^{-3} P \text{ mm} = 2.25 \times 10^{-3} P \text{ mm}$$

表 3-8

层 数	$\frac{H_j}{H}$	F_n	$\Delta_j^N \times 10^{-3} P/\text{mm}$	$\delta_j^N \times 10^{-3} P/\text{mm}$
12	1	0.273	0.212	0.025
11	0.916	0.241	0.187	0.024
10	0.833	0.210	0.163	0.024
9	0.750	0.180	0.139	0.023
8	0.667	0.15	0.116	0.023
7	0.583	0.121	0.094	0.022
6	0.500	0.094	0.073	0.020
5	0.417	0.068	0.053	0.019
4	0.333	0.044	0.034	0.015
3	0.250	0.025	0.019	0.009
2	0.167	0.013	0.01	0.006
1	0.083	0.005	0.004	0.004


 图 3-16 侧移系数 F_n

3.5.4 限值及两种侧移成分

框架结构除应保证梁的挠度不能超过规定值外,尚应验算结构侧向位移不能过大。结构侧移包括两种成分,即层间侧移与顶点侧移,它们各自的限值见表 3-9。

表 3-9 楼层层间最大位移与层高之比的限值

结构类型	$\Delta\mu/h$ 限值
框架	1/550
框架-剪力墙、框架-核心筒	1/800
筒中筒、剪力墙	1/1 000
框支层	1/1 000

注:楼层层间最大位移 $\Delta\mu$ 以楼层最大的水平位移差计算,不扣除整体弯曲变形(此论有误,前已指出)。

讨 论

1. 分层法计算工作量较大,精度不高,选用时应予注意。
2. D 值法的适用前提是,楼面开洞率不能过多。
3. 层间侧移不等于层位移差,这一概念必须明确。

思 考 题

1. 框架结构简化为平面框架时作了哪些假定?
2. 框架结构的计算简图如何确定?
3. 分层法能否用于水平荷载下的内力分析? 其因何在?
4. 反弯点法的假定条件与适用条件有何不同?
5. 多层框架在节点水平荷载作用下,弯矩图有何特点?
6. D 值法对反弯点法作了哪些修正?
7. 水平荷载作用下柱反弯点位置与哪些因素有关?
8. 框架结构在水平荷载作用下的两部分侧移各由何因产生? 如何计算?
9. 层间侧移与层位移差有何不同?

第4章

剪力墙结构简化计算

剪力墙结构的定义:主体承力结构全部为剪力墙的结构体系(亦即:空间板系结构)。利用剪力墙其主要目的是抵抗水平力,增强建筑物的强度和水平刚度,使建筑物的水平位移控制在容许范围内。剪力墙常用钢筋混凝土建成,也可用钢、钢和混凝土或者其他材料建成。

剪力墙结构的荷载,除楼板传来的竖向荷载外,主要是水平作用的地震力或风荷载。竖向荷载作用下的计算比较简单,因而本章主要讨论水平力作用下的计算问题。

4.1 概 述

4.1.1 基本假定

剪力墙结构是空间盒子式结构体系。要对这种结构体系作精确分析,是十分繁冗复杂的。实际采用简化计算,通常采用下列两项基本假定:

①楼板在其自身平面内刚度很大,可视为刚度无穷大的刚性楼板;而在平面外,则由于刚度很小,可忽略不计。现浇钢筋混凝土楼板,当横向剪力墙最大间距 L 不超过建筑物宽度 B 的 4 倍,而对装配式钢筋混凝土楼板,不超过 2.5 倍时,通常即认为可以采用上述刚性楼板的假定。当楼板被洞口削弱过大时, L/B 值应适当降低。一般来说,若将楼板视为水平支承在剪力墙上、跨度为 L 的简支梁,梁的截面宽度为楼板厚度,截面高度为 B ,该梁在 q 作用下在楼板平面内弯曲,它的跨中最大水平位移如不超过 $\frac{1}{12\,000}l$ 时,则可将楼板在其自身平面内的刚度视为无穷大。这样刚性楼板将各榀剪力墙连成一体,在楼板平面内没有相对变形,在剪力墙结构受水平荷载后,楼板在其平面内作刚体运动,并把水平作用的外荷载向各榀剪力墙分配。

②各榀剪力墙在其自身平面内的刚度很大,而相对来说,在其平面外的刚度很小,可忽略不计。采用这项假定,剪力墙结构在水平荷载作用下,各墙片只承受在其自身平面内的水平(剪)力,而承受垂直于自身平面方向上的水平(剪)力是很小的,可忽略不计。这样,可以把布置在不同方向上的墙片分开,作为平面结构处理。

需要指出的是,这里所谓的“忽略”并非完全忽略,而是将其影响体现在与它相交的另一方向剪力墙结构端部存在的翼缘,将翼缘部分作为剪力墙的一部分来计算。

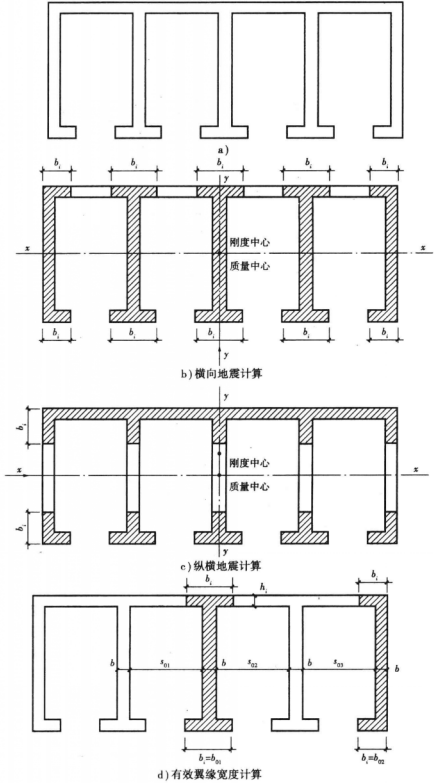


图 4-1

根据《高层规程》的规定:计算剪力墙的内力与位移时,可以考虑纵、横墙的共同工作。纵墙的一部分可以作为横墙的有效翼缘,横墙的一部分也可以作为纵墙的有效翼缘,每一侧有效翼缘 b_f 的宽度可取翼缘厚度的 6 倍、墙间距的一半和总高度的 $1/20$ 中的最小值,且不大于至洞口边缘的距离,见表 4-1。

表 4-1 剪力墙有效翼缘宽度 b_f

项次	所考虑的情况	T 形和工形截面的有效翼缘宽度	L 形截面的有效翼缘宽度
1	按剪力墙间距 s_0 考虑	$\left(b + \frac{s_{01}}{2} + \frac{s_{02}}{2}\right)$	$\left(b + \frac{s_{01}}{2}\right)$
2	按翼缘厚度 h_f 考虑	$b + 12h_f$	$b + 6h_f$
3	按门窗洞净距 b_0 考虑	b_{01}	b_{02}
4	按剪力墙总高度 H 考虑	$b + H/10$	$b + H/20$

注:表中所列尺寸符号参见图 4-1d)。

4.1.2 水平荷载在各片剪力墙之间的分配

图 4-1a) 所示结构,在横向水平力作用时,计算图如图 4-1b) 所示。由于结构对 y 轴是对称布置的,而荷载也是以 y 轴为对称轴的,则结构的刚度中心与质量中心是一致的。此时,同一楼层标高处,各榀剪力墙的变形是相同的(图 4-1b) 中虚线所示)。刚性楼板将各榀剪力墙连接在一起,并把水平荷载按各榀剪力墙的等效抗弯刚度 EI_{eq} 向各剪力墙分配。

图 4-1a) 所示结构,在纵向水平力作用时,如图 4-1c) 所示。由于结构对 x 轴是不对称的,如果荷载对 x 轴是对称的,则经过的刚度中心与质量中心不一致,因而在水平力作用下,楼层平面不仅有沿 x 方向的位移,还有绕刚度中心的扭转。考虑扭转作用时,各榀剪力墙分配的水平力与不考虑扭转时,有些不同。工程设计中只要房屋体型规整,剪力墙布置又尽可能让其对称,为了简单起见,常不考虑扭转影响。

4.1.3 剪力墙的分类、受力特点及计算方法

剪力墙根据有无洞口和门窗洞口的大小、形状和位置的不同,分成若干类型。每一类型的剪力墙有它自己相应的受力特点、计算简图和计算方法。

(1) 整体墙

凡墙面不开洞或开洞面积与整个墙面积之比值不大于 0.15,其洞间净距及洞边至墙边的净距大于洞口长边尺寸时,可忽略洞口影响,墙作为整体墙来考虑,其受力状态如同竖向悬臂梁,截面变形后仍符合平面假定,因而截面应力可按材料力学公式计算,应力图如图 4-2a) 所示。变形属弯曲型变形。

(2) 小开口墙

当洞口稍大时,通过洞口横截面上的正应力分布已不再成一直线,而是在洞口两侧的部分横截面上,其正应力分布各成一直线,如图 4-2b) 所示。这说明除了整个墙截面产生整体弯矩外,每个墙肢还出现局部弯矩,因为实际正应力分布,相当于在沿整个截面直线分布的应力之上叠加局部弯矩应力。但由于洞口还不很大,局部弯矩不超过水平荷载的悬臂弯矩的 15%。因此,可以认为剪力墙截面变形大体上仍符合平面假定,且大部分楼层上墙肢没有反弯点。内

力和变形仍按材料力学计算,然后适当修正。

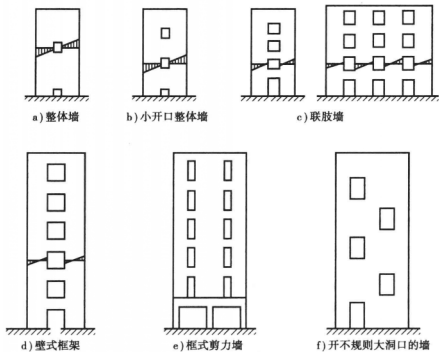


图 4-2

(3) 联肢墙

洞口开得比较大,截面的整体性已经破坏,横截面上正应力的分布远不是遵循沿一根直线的规律,如图 4-2c)所示。但墙肢的线刚度比同列两孔间所形成的连梁的线刚度大得多,每根连梁中部有反弯点,各墙肢单独弯曲作用较为显著,但仅在个别或少数层内,墙肢出现反弯点。这种剪力墙可视为由连梁把墙肢连接起来的结构体系,故称为联肢剪力墙。其中,仅由一系列连梁把两个墙肢连接起来的称为双肢剪力墙;由两列以上的连梁把三个以上的墙肢连接起来的称为多肢剪力墙。

(4) 壁式框架

洞口开得比联肢剪力墙更宽,墙肢宽度较小,墙肢与连梁刚度接近时,墙肢明显出现局部弯矩,在许多楼层内有反弯点。剪力墙的内力分布接近框架,故称壁式框架。壁式框架实质是介于剪力墙和框架之间的一种过渡形式,它的变形已很接近剪切型。只不过壁柱和壁梁都较宽,因而在梁柱交接区形成不产生变形的刚域。

(5) 框支剪力墙

当底层需要大空间时,采用框架结构支承上部剪力墙,称为框支剪力墙。

剪力墙结构随着类型和开洞大小的不同,计算方法和计算简图也不同。整体墙和小开口整体墙的计算简图基本上是单根竖向悬臂杆,计算方法按材料力学公式(对整体墙不修正,对小开口整体墙修正)计算。其他类型剪力墙,其计算简图均无法用单根竖向悬臂杆代表,而应按能反映其性态的结构体系计算。最常用的计算方法有三大类:

1) 连续连杆法

将两墙肢间每一层连梁假想转换为分布在整个楼层高度上的一系列等效连续连杆。采用力法,按位移协调条件,建立剪力墙的微分方程,解微分方程便可求得内力,进而确定结构的位移(图4-3)。

这种方法可以得到解析解,特别是将解答做成表格或曲线供实际计算查用,使用方便。由于高层建筑层数较多,将每层连梁转换成沿层高分布的等效连续连杆,其精确度可满足工程要求。

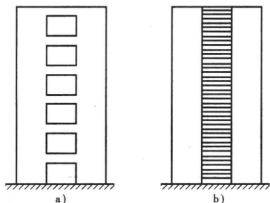


图 4-3

2) 带刚域框架方法

将剪力墙简化为等效多层框架。由于墙肢和连梁都较宽,在墙、梁相交处形成刚性区域,在这个区域墙、梁的刚度无限大。因此,这个等效框架的杆件便成为端部带刚域的杆件。剪力墙的计算简图就是端部带刚域的杆件组成的框架,如图4-4所示。

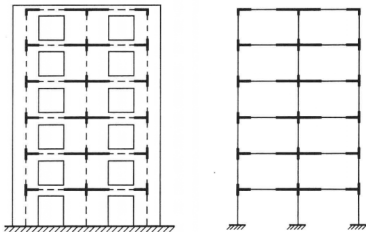


图 4-4

用带刚域框架做计算简图计算壁式框架,精确度方面获得满意结果。带刚域框架算法,有时也称作壁式框架算法。可分为两种:

①带刚域框架的 D 值法 在普通框架的 D 值法的基础上,考虑各杆端刚域影响,形成带刚域框架,是一种简化计算方法。

②矩阵位移法 以每一结点的垂直位移 v 、水平位移 u 和转角 θ 为未知量,用位移法建立基本方程组,求解位移后,再根据内力与位移的关系,求杆件内力。矩阵位移法,由于未知量较多,借助矩阵较为方便,求解时可利用计算机。由于所作假定少,应用范围较广,精确度也较高,现在已成为常用方法。

3) 有限元和有限条法

将墙肢和连梁采用网格划分为矩形单元或三角形单元(图4-5a),取结点位移作为未知量,建立各结点的平衡方程,用计算机求解。

为克服计算机容量要求大的缺点,在有限元法的基础上,取条带作为单元,形成有限条法。其计算简图如图 4-5b) 所示。采用条带为计算单元,未知量数目大大减少,使用中小计算机即可解算。

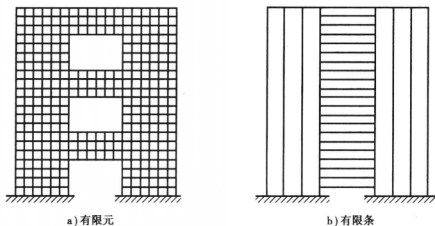


图 4-5

4.2 整体墙计算

4.2.1 计算要点

整体墙的受力性能如同一个竖向悬臂梁,截面变形后仍符合平面假定(图 4-6)。

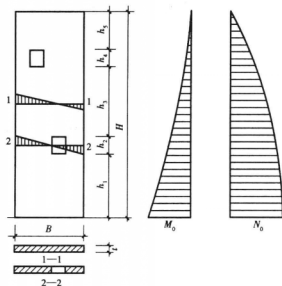


图 4-6

4.2.2 内力计算

整体墙的内力可按上端自由、下端固定的悬臂构件,用材料力学公式计算。

4.2.3 位移计算

整体墙的位移,如墙顶端处的侧向位移,同样可以用材料力学的公式计算,但因墙的截面较高,故应计及剪切变形对位移的影响,在开有洞口时,还应考虑洞口使位移增大的因素。

整体墙顶点的侧移量 Δ 可按以下公式计算:

当均布荷载作用时:

$$\Delta = \frac{V_0 H^3}{8EI_w} \left(1 + \frac{4\mu EI_w}{GA_w H^2} \right) \quad (4-1)$$

当倒三角形荷载作用时:

$$\Delta = \frac{11V_0 H^3}{60EI_w} \left(1 + \frac{3.64\mu EI_w}{GA_w H^2} \right) \quad (4-2)$$

当集中荷载作用于墙顶时:

$$\Delta = \frac{V_0 H^3}{3EI_w} \left(1 + \frac{3\mu EI_w}{GA_w H^2} \right) \quad (4-3)$$

式中: V_0 ——在墙底处($z=0$)的总剪力值;

H ——剪力墙总高度;

A_w ——考虑洞口影响的剪力墙水平截面的折算面积:

$$A_w = Bt \left(1 - 1.25 \sqrt{\frac{A_{op}}{A_t}} \right) \quad (4-4)$$

t, B ——剪力墙水平截面的宽度和高度(图4-6);

G ——剪切模量;

A_{op}, A_t ——剪力墙的洞口和剪力墙的总立面面积;

μ ——剪应力分布不均匀系数,矩形截面 $\mu = 1.2$;

I_w ——考虑洞口影响的剪力水平截面的折算惯性矩:

$$I_w = \frac{\sum I_i h_i}{\sum h_i} = \frac{\sum I_i h_i}{H} \quad (4-5)$$

I_i ——剪力墙沿竖向各段(有洞口截面及无洞口截面)水平截面的组合截面惯性矩;

h_i ——剪力墙沿竖向各段相应的高度(图4-6);

EI_w ——剪力墙的折算抗弯刚度;

E ——混凝土弹性模量;

H ——建筑物总高。

为方便计算,常将顶点水平位移写成:

$$\Delta = \begin{cases} \frac{1}{8} \frac{V_0 H^3}{EI_{eq}} & (\text{均布荷载}) \\ \frac{11}{60} \frac{V_0 H^3}{EI_{eq}} & (\text{倒三角形荷载}) \\ \frac{1}{3} \frac{V_0 H^3}{EI_{eq}} & (\text{顶点集中荷载}) \end{cases} \quad (4-6)$$

这是完全用只考虑弯曲变形的形式写出的。 EI_{eq} 分别为

$$EI_{eq} = \frac{EI_w}{1 + \frac{4\mu EI_w}{GA_w H^2}} \quad (\text{均布荷载})$$

$$EI_{eq} = \frac{EI_w}{1 + \frac{3.64\mu EI_w}{GA_w H^2}} \quad (\text{倒三角形荷载})$$

$$EI_{eq} = \frac{EI_w}{1 + \frac{3\mu EI_w}{GA_w H^2}} \quad (\text{顶点集中荷载})$$

实际上,三式差别并不大,可近似取平均值,写成统一公式,如以 $G = 0.42E$ 代入,则可简化为

$$EI_{eq} = \frac{EI_w}{1 + \frac{9\mu I_w}{A_w H^2}} \quad (4-7)$$

4.3 小开口墙计算

4.3.1 计算要点

小开口墙是指门窗洞口沿竖向成列布置,洞口的总面积虽超过墙总面积的 0.15,但仍属洞口很小的开孔剪力墙。通过试验,发现小开口剪力墙在水平荷载作用下的受力性能接近整体剪力墙,其截面在受力后基本保持平面,正应力分布图形也大体上保持直线分布(图4-2b),各墙肢中仅有少量的局部弯矩;沿墙肢高度方向,大部分楼层中的墙肢没有反弯点。在整体上,剪力墙仍类似于竖向悬臂杆件。就为利用材料力学公式计算内力和侧移提供了前提条件,再考虑局部弯曲应力的影响,进行修正,则可解决小开口剪力墙的内力和侧移计算。

4.3.2 内力计算

首先将整个小开口剪力墙作为一个悬臂杆件,按材料力学公式算出标高 z 处总截面所承受的总弯矩 M_{ps} 、总剪力 V_{ps} 、基底剪力 V_0 (图4-7)。

其次,将总弯矩 M_{ps} 分为两部分:①产生整体弯曲的总弯矩 M'_{ps} ,②产生局部弯曲的总弯矩 M''_{ps} 。

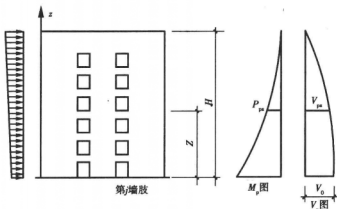


图 4-7

$$\begin{aligned} M'_{ps} &= 0.85M_{ps} \\ M''_{ps} &= 0.15M_{ps} \end{aligned} \quad (4-8)$$

(1) 第 j 墙肢的弯矩

第 j 墙肢的整体弯矩:

$$M'_{sj} = M'_{ps} \frac{I_j}{I} = 0.85M_{ps} \frac{I_j}{I} \quad (4-9)$$

式中: I_j ——墙肢 j 的截面惯性矩;

I ——组合截面惯性矩。

第 j 墙肢的局部弯矩:

$$M''_{sj} = M''_{ps} \frac{I_j}{\sum I_j} = 0.15M_{ps} \frac{I_j}{\sum I_j} \quad (4-10)$$

第 j 墙肢的全部弯矩(图 4-8):

$$M_{sj} = M'_{sj} + M''_{sj} = 0.85M_{ps} \frac{I_j}{I} + 0.15M_{ps} \frac{I_j}{\sum I_j} \quad (4-11)$$

(2) 第 j 墙肢的剪力

为求得各墙肢剪力,需将总剪力 V_{ps} 分配给各墙肢。对底层,墙肢剪力按墙肢截面积分配:

$$V_{sj} = V_0 \frac{A_j}{A} \quad (4-12)$$

对其他层,墙肢剪力由墙肢截面上的剪应力合力求得,但计算较复杂,故一般采用如下近似方法计算:

$$V_{sj} = \frac{1}{2} V_{ps} \left(\frac{A_j}{A} + \frac{I_j}{\sum I_j} \right) \quad (4-13)$$

墙肢剪力也可采用式(4-13)计算。上两式中 $A = \sum A_j$ 。

(3) 第 j 墙肢的轴力

各墙肢的轴力,是由整体弯曲使墙肢产生正应力,其正应力的合力就是该墙肢的轴力(图

4-8) :

$$N_{ij} = N'_{ij} = \int_{A_j} \frac{M_{pz}'(y_j + x_j)}{I} dA = \frac{0.85 M_{pz}}{I} \left[\int_{A_j} y_j dA + \int_{A_j} x_j dA \right] = \frac{0.85 M_{pz}}{I} A_j y_j \quad (4-14)$$

式中: y_j ——墙肢 j 的截面形心至剪力墙组合截面形心之间的距离;

x_j ——微面积 dA 的形心至墙肢 j 的截面形心间的距离。

局部弯曲并不在各墙肢中产生轴力, 计算时不必考虑。

从图 4-8 可见, 剪力墙总弯矩的平衡条件是

$$M_{pz} = \sum_j M_{ij} + \sum_j N_{ij} y_j \quad (4-15)$$

小开口墙连梁的剪力可由上、下墙肢的轴力差计算。

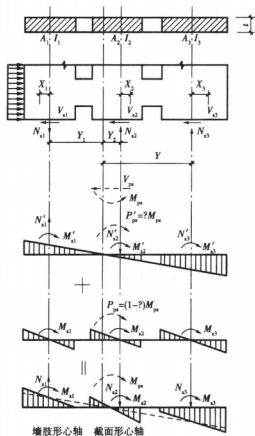


图 4-8

4.3.3 位移计算

小开口墙的侧移量与整体墙的计算一样, 但由于洞口对侧移的影响稍大, 使墙的整体截面的等效抗弯刚度有所减弱, 故利用式 (4-7) 计算等效抗弯刚度 EI_{eq} 时, I_w 及 A_w 需按下式修正, 即

$$I_w = J/1.2, A_w = \sum_j A_j = A \quad (4-16)$$

式中: J ——组合截面惯性矩, 系数 1.2 是考虑开口对刚度的折减。有了等效抗弯刚度 EI_{eq} , 利用式 (4-6) 即可求出顶点水平位移 (侧移) Δ 值。

在小开口剪力墙中, 多数墙肢是基本均匀的, 但个别墙肢相差很大, 会出现个别细小墙肢的情况, 这时, 仍按小开口墙计算内力; 但对小墙肢端部的弯矩宜考虑局部弯曲的影响, 附加的局部弯矩为

$$\Delta M_j = V_j \frac{h_0}{2} \quad (4-17)$$

最后, 该墙肢的弯矩为

$$M_j = M_{j0} + \Delta M_j \quad (4-18)$$

式中: ΔM_j ——由于小墙肢局部弯曲增加的弯矩;

V_j ——墙肢 j 的剪力, 按小开口墙算得;

h_0 ——洞口高度;

M_{j0} ——按小开口墙计算的墙肢弯矩。

例 4-1 小开口剪力墙计算示例。

如图 4-9 所示开口剪力墙体系, 层高均为 3m, 共 15 层, 混凝土弹性模量 $E = 2.6 \times 10^7$ kN/m², 剪力模量 $G = 0.425E$, 其余尺寸见图, 试求在水平地震作用下:

- ① 判别该剪力墙类型;
- ② 求顶点侧移;
- ③ 求各墙肢的弯矩、剪力和轴力。

解

1) 判别类型

计算几何特性:

$$I_1 = \frac{1}{12} \times 0.20 \times 2.7^3 \text{ m}^4 = 0.328 \text{ m}^4$$

$$I_2 = \frac{1}{12} \times 0.20 \times 3.6^3 \text{ m}^4 = 0.777 \text{ m}^4$$

$$I_3 = \frac{1}{12} \times 0.20 \times 4.2^3 \text{ m}^4 = 1.234 \text{ m}^4$$

参数列表计算如下(表4-2):

中性轴:

$$y = \frac{(2.7 \times 1.35 + 3.6 \times 6.3 + 4.2 \times 12.3) \times 0.20}{0.20 \times (2.7 + 3.6 + 4.2)} \text{ m}$$

$$= 7.427 \text{ m}$$

组合截面惯性矩:

$$J = 2.3405 \text{ m}^4 + 0.20 \times [2.7 \times (7.427 - 1.35)^2 + 3.6 \times (7.427 - 6.3)^2 + 4.2 \times (7.427 - 12.3)^2] \text{ m}^4 = 43.1439 \text{ m}^4$$

用整体系数 α 来判断。

连梁折算抗弯刚度计算:

表 4-2

	1	2	3	Σ
A_j	0.54	0.72	0.84	2.10
I_j	0.328 1	0.776	1.234 8	2.340 5
I_j/I	0.140 2	0.332 2	0.527 6	—
A_j/A	0.257 1	0.342 9	0.40	—

$$\text{连梁计算跨度: } l_1 = l_{01} + \frac{h_{n1}}{2} = 1.8 \text{ m} + \frac{0.9}{2} \text{ m} = 2.25 \text{ m}$$

$$l_2 = l_{02} + \frac{h_{n2}}{2} = 2.1 \text{ m} + \frac{0.9}{2} \text{ m} = 2.55 \text{ m}$$

$$\text{连梁截面惯性矩: } I_{B01} = I_{B02} = \frac{1}{12} \times 0.2 \times 0.9^3 \text{ m}^4 = 0.01215 \text{ m}^4$$

$$\text{连梁截面折算惯性矩: } I_{n1} = \frac{I_{B01}}{1 + \frac{30\mu T_{01}}{A_{n1} l_1^2}} = \frac{0.01215}{1 + \frac{30 \times 1.2 \times 0.01215}{0.2 \times 0.9 \times 2.25^2}} \text{ m}^4 = 0.00821 \text{ m}^4$$

$$I_{n2} = \frac{0.01215}{1 + \frac{30 \times 1.2 \times 0.01215}{0.2 \times 0.9 \times 2.25^2}} \text{ m}^4 = 0.00884 \text{ m}^4$$

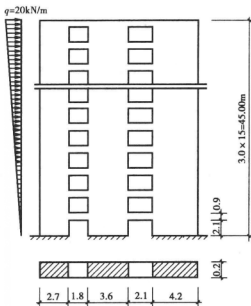


图 4-9

$$\begin{aligned}\text{整体系数: } \alpha &= \sqrt{\frac{12}{\tau h I} \left(\sum_{j=1}^M \frac{I_{vj} a_{vj}^3}{l_j^3} \right) H} \\ &= \sqrt{\frac{12}{0.8 \times 3.0 \times 2.3405} \left(\frac{0.00821 \times 4.95^3}{2.25^3} + \frac{0.00884 \times 6^3}{2.55^3} \right)} \times 45 \\ &= 0.2806 \times 45 = 12.626 > 10 \\ I_n &= J - I = 43.1439 \text{ m}^4 - 2.3405 \text{ m}^4 = 40.8034 \text{ m}^4 \\ I_n/J &= 40.8034/43.1439 = 0.9458\end{aligned}$$

查表得, $\zeta = 0.978$ 。

因此

$$I_n/J < \zeta$$

故应按小开口剪力墙计算。

2) 顶点侧移

$$\begin{aligned}I_w &= J/1.2 = 43.1439/1.2 \text{ m}^4 = 35.9533 \text{ m}^4 \\ I &= \frac{35.9533}{1 + \frac{3.64 \times 1.2 \times 35.9533}{45^2 \times 0.425 \times 2.1}} \text{ m}^4 = 33.0789 \text{ m}^4\end{aligned}$$

由式(4-6)得

$$\begin{aligned}\Delta &= \frac{11 \times 0.5 \times 20 \times 45 \times 45^3}{60 \times 33.0789 \times 2.6 \times 10^7} \text{ m} = 0.00874 \text{ m} \\ \frac{\Delta}{H} &= \frac{0.00874}{45} = \frac{1}{514.8} < \frac{u}{H} = \frac{1}{900}\end{aligned}$$

因此顶点位移满足。

3) 墙肢内力

① 墙肢剪力

$$V_p(\xi) = \frac{1}{2} q_H (1 - \xi^2) \quad (\xi = z/H, \text{坐标向上为正方向})$$

因此

$$V_j(\xi) = \frac{1}{2} V_p(\xi) \left(\frac{A_j}{A} + \frac{I_j}{I} \right) \quad (\text{参考表 4-2 数据计算})$$

$$V_j(0) = V_p(0) \frac{A_j}{A}$$

② 墙肢弯矩

$$M_p(\xi) = \frac{1}{3} q_H H^2 (1 + 0.5\xi)(1 - \xi)^2 \quad (\text{坐标向上为正})$$

$$M_j(\xi) = M_p(\xi) \left[0.85 \frac{I_j}{J} + 0.15 \frac{I_j}{I} \right]$$

由表 4-2 及 $I_1/J = 0.0076$ 得 $M_1(\xi) = 0.02749 M_p(\xi)$;

由表 4-2 及 $I_1/J = 0.01802$ 得 $M_1(\xi) = 0.06515 M_p(\xi)$;

由表 4-2 及 $I_1/J = 0.02862$ 得 $M_1(\xi) = 0.10347 M_p(\xi)$ 。

③ 墙肢轴力

$$N_j(\xi) = 0.85 M_p(\xi) A_j y_j / J = 0.0197 A_j y_j M_p(\xi)$$

$$N_1(\xi) = 0.06465 M_p(\xi)$$

$$N_2(\xi) = 0.015\,99M_p(\xi)$$

$$N_3(\xi) = 0.080\,64M_p(\xi)$$

以上计算结果详见表 4-3。

表 4-3

层数	ξ	V_p /kN	V_1 /kN	V_2 /kN	V_3 /kN	M_p /(kN·m)	M_1 /(kN·m)	M_2 /(kN·m)	M_3 /(kN·m)	Y_1 /m	N_1 /kN	Y_2 /m	N_2 /kN	Y_3 /kN	N_3 /kN
15	1.00	0	0	0	0	0	0	0	0	6.077	0	1.127	0	4.873	0
14	0.933	58.28	11.58	19.67	27.03	88.87	2.44	5.79	9.20	6.077	5.75	1.127	1.42	4.873	7.17
13	0.867	111.74	22.20	37.72	51.83	342.32	9.41	22.30	35.42	6.077	22.13	1.127	5.47	4.873	27.60
12	0.800	162.00	32.18	54.68	75.14	756.00	20.78	49.25	78.22	6.077	48.88	1.127	12.09	4.873	60.96
11	0.733	208.22	41.36	70.28	96.57	1315.12	36.15	85.68	136.08	6.077	85.02	1.127	21.03	4.873	106.05
10	0.667	249.80	49.62	84.32	115.86	1996.25	54.88	130.06	206.55	6.077	129.06	1.127	31.92	4.873	160.98
9	0.600	288.00	57.21	97.21	133.57	2808.00	77.19	182.94	290.54	6.077	181.54	1.127	44.90	4.873	226.44
8	0.533	322.16	64.00	108.75	149.42	3728.83	102.51	242.93	385.82	6.077	241.07	1.127	59.62	4.873	300.69
7	0.467	351.86	69.90	118.77	163.19	4730.72	130.05	308.21	489.49	6.077	305.84	1.127	75.64	4.873	381.49
6	0.400	378.00	75.09	127.6	175.32	5832.00	160.32	379.95	603.44	6.077	377.04	1.127	93.25	4.873	470.29
5	0.333	400.10	79.48	135.05	185.57	7006.00	192.59	456.44	724.91	6.077	452.93	1.127	112.03	4.873	564.96
4	0.267	417.92	83.02	141.07	193.83	8221.73	226.02	535.65	850.70	6.077	531.54	1.127	131.47	4.873	663.00
3	0.200	432.00	85.82	145.82	200.36	9504.00	261.26	619.19	983.38	6.077	614.43	1.127	151.97	4.873	766.40
2	0.133	442.04	87.81	149.21	205.82	10822.63	297.51	705.09	1119.82	6.077	699.68	1.127	173.05	4.873	872.74
1	0.067	447.98	88.99	151.21	207.77	12145.23	333.87	791.27	1256.67	6.077	785.19	1.127	194.20	4.873	979.40
0	0	450	115.7	154.31	180.00	13500.00	371.11	879.53	1396.85	6.077	872.78	1.127	215.87	4.873	1088.64

4) 小墙肢修正

墙肢 1 为小墙肢,对墙肢 1 底层弯矩修正:

$$M_{10} = M_{10}(\xi = 0.023\,45) = 13\,025.85 \times 0.027\,49 \text{ kN} \cdot \text{m} = 358.08 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta M_1 = 88.99 \times \frac{2.1}{2} \text{ kN} \cdot \text{m} = 93.44 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M(O) = 358.08 \text{ kN} \cdot \text{m} + 93.44 \text{ kN} \cdot \text{m} = 451.52 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

由此可见,小墙肢局部弯曲的影响并不小。对其余楼层的修正类似。

4.4 联肢墙计算

4.4.1 计算要点

联肢墙由于门窗洞口尺寸较大,墙截面上的正应力不再成直线分布,其受力和变形发生了变化,墙肢的线刚度比连梁的线刚度大得多,每根连梁中部有反弯点,各墙肢单独弯曲作用较

显著,仅在少数层内墙肢出现反弯点,故需采用相应方法分析。

4.4.2 连续连杆法计算双肢墙

(1) 连续连杆法的基本假定

- ①将每一楼层处的连梁简化为在整个楼层高度上的连续连杆。
- ②假定两肢墙在同一标高处水平位移相等,即忽略连梁轴向变形对水平位移的影响。
- ③假定在同一标高处,两肢墙的转角和曲率都相等。
- ④假定各连梁的反弯点均在跨中。
- ⑤沿墙高方向层高 h ,墙肢惯性矩 I_1, I_2 及截面积 A_1, A_2 ,连梁截面惯性矩 I_b 和截面积 A_b 均为常数。

⑥计算简图如图 4-10b) 所示。基本体系如图 4-10c) 所示。沿连梁的反弯点处切开,形成静定的悬臂墙。取连梁切口处的内力 $\tau(x)$ (剪力) 为多余未知力;变形连续条件是连梁切口处沿未知力 $\tau(x)$ 方向的相对位移应等于零。

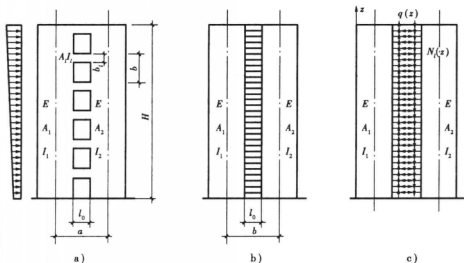


图 4-10

层数愈多,计算结果愈好。对低层或多层建筑中的墙,计算误差较大。

(2) 建立基本微分方程

①墙肢弯曲变形产生的相对位移 Δ_1 (图 4-11a)

$$\Delta_1 = -a\theta_1 \quad (a)$$

式中: θ_1 ——由墙肢弯曲变形所产生的转角;
 a ——洞口两侧墙肢轴线间的距离。

②墙肢剪切变形产生的相对位移 Δ_2 (图 4-11b)

$$\Delta_2 = -l_0\theta_2 \quad (b)$$

式中: θ_2 ——由墙肢剪切变形所产生的转角;
 l_0 ——洞口净宽。

式(a), (b)是利用两墙肢在同一标高处转角相等的假定。式中负号表示相对位移与假定的 τ

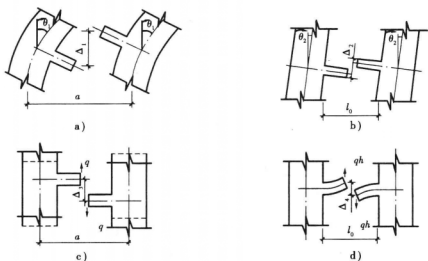


图 4-11

方向相反。

③墙肢轴向变形产生的相对位移 Δ_3 (图 4-11c)

基本体系在 τ 的作用下,墙肢内产生轴向力,引起轴向变形。

$$\Delta_3 = \frac{1}{E} \left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} \right) \int_0^h \tau dz dz \quad (c)$$

④连梁的弯曲和剪切变形产生的相对位移 Δ_4 (图 4-11d)

连梁弯曲产生的相对位移:

$$\Delta_{4M} = \frac{\tau h l^3}{12 E I_0}$$

连梁剪切变形产生的相对位移:

$$\Delta_{4V} = \frac{\mu \tau h l}{G A_l}$$

式中: h ——层高;

l ——连梁计算跨度, $l = l_0 + \frac{h_l}{2}$;

H ——剪力墙总高;

h_l ——连梁截面高;

I_0 ——连梁截面惯性矩;

A_l ——连梁截面积;

μ ——截面上剪应力分布不均匀系数,矩形截面 $\mu = 1.2$;

G —— $G = 0.425E$ 。

连梁弯曲和剪切变形引起的相对位移为:

$$\begin{aligned} \Delta_4 &= \Delta_{4M} + \Delta_{4V} \\ &= \frac{\tau h l^3}{12 E I_0} + \frac{\mu \tau h l}{G A_l} = \frac{\tau h l^3}{12 E I_0} \left(1 + \frac{12 \mu E I_0}{G A_l l^2} \right) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{\tau h l^3}{12 E I_0} (1 + \beta) \\
 &= \frac{\tau h l^3}{12 E I_l}
 \end{aligned} \tag{d}$$

式中: $I_l = \frac{I_0}{1 + \beta}$

$$\beta = \frac{12 \mu E I_0}{G A_l l^2} \approx \frac{30 \mu I_0}{A_l l^2} \tag{4-19}$$

其中: I_l ——考虑剪切变形后的连梁折算惯性矩;

β ——考虑剪切变形后的附加系数。

根据变形协调条件,切口处竖向相对位移为零,

$$\Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 + \Delta_4 = 0 \tag{4-20}$$

把(a),(b),(c),(d)代入式(4-20),得

$$a \theta_1 + l_0 \theta_2 - \frac{1}{E} \left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} \right) \int_0^l \tau dz - \frac{1}{12} \frac{\tau h l^3}{E I_l} = 0 \tag{4-21a}$$

将上式对 z 分别微分一次和两次,得

$$a \theta'_1 + l_0 \theta'_2 - \frac{1}{E} \left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} \right) \tau = 0 \tag{4-21b}$$

$$a \theta''_1 + l_0 \theta''_2 + \frac{1}{E} \left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} \right) q - \frac{1}{12} \frac{\tau'' h l^3}{E I_l} = 0 \tag{4-21c}$$

把外荷载所引起的内力和转角 θ_1, θ_2 的关系引入,墙肢内力与其弯曲变形 θ_1 的关系为:

$$E(I_1 + I_2) \theta'_1 = M_p - \int_0^l a \tau dz \tag{a}$$

式中: M_p ——外荷载对整体剪力墙的变矩。

将式(a)对 z 微分一次,得

$$\theta''_1 = \frac{1}{EI} (-V_p + a \tau) \tag{b}$$

式中: $-V_p = \frac{dM_p}{dz}$, 为外荷载对整体剪力墙的剪力;

$$I = I_1 + I_2$$

同样,墙肢内力与其剪切变形 θ_2 的关系为

$$\theta_2 = \frac{\mu V_p}{GA} \tag{c}$$

$$A = A_1 + A_2$$

将式(c)微分两次后得

$$\theta''_2 = \frac{\mu}{GA} \frac{d^2 V_p}{dz^2} \tag{d}$$

把顶点集中荷载、均布荷载和倒三角形荷载产生的 M_p 和 V_p 代入,式(b),(d)分别写成如下形式:

$$\theta''_1 = \begin{cases} \frac{1}{EI}(-V_0 + a\tau) & (\text{顶点集中荷载}) \\ \frac{1}{EI}\left[V_0\left(\frac{z}{H} - 1\right) + a\tau\right] & (\text{均布荷载}) \\ \frac{1}{EI}\left[V_0\left(\frac{z^2}{H^2} - 1\right) + a\tau\right] & (\text{倒三角形荷载}) \end{cases}$$

$$\theta''_2 = \begin{cases} 0 & (\text{顶点集中荷载}) \\ 0 & (\text{均布荷载}) \\ -\frac{2\mu V_0}{GAH^2} & (\text{倒三角形荷载}) \end{cases}$$

式中: F ——顶点集中力大小;

q_0 ——均布荷载大小;

q_H ——倒三角形荷载顶点最大值。

将 θ''_1 和 θ''_2 代入式(4-21c), 整理得

$$\tau'' - \frac{12I_1}{hl^3}\left(\frac{a^2}{I} + \frac{A}{A_1A_2}\right)\tau = \begin{cases} \frac{12}{I}\frac{I_1a}{hl^3}V_0 & (\text{顶点集中荷载}) \\ \frac{12}{I}\frac{I_1a}{hl^3}\left(\frac{z}{H} - 1\right)V_0 & (\text{均布荷载}) \\ \frac{12}{I}\frac{I_1a}{hl^3}\left(\frac{z^2}{H^2} - 1\right)V_0 - \frac{24\mu EI_1l_0}{GAH^2hl^3}V_0 & (\text{倒三角形荷载}) \end{cases}$$

$$\text{令 } D = \frac{2I_1a^2}{l^3}, S = \frac{aA_1A_2}{A}, a_1^2 = \frac{6H^2D}{hI}$$

把上式简化为

$$\tau'' - \frac{1}{H^2}\left(\frac{6H^2D}{hI} + \frac{6H^2D}{Sha}\right)\tau = \begin{cases} -\frac{6H^2D}{H^2hIa}V_0 & (\text{顶点集中荷载}) \\ -\frac{6H^2D}{H^2hIa}\left(1 - \frac{z}{H}\right)V_0 & (\text{均布荷载}) \\ -\frac{6H^2D}{H^2hIa}\left(1 - \frac{z^2}{H^2}\right)V_0 - \frac{3D_0}{hH^2}\frac{4E\mu H^2}{GA}\frac{l_0}{a^2H^2}V_0 & (\text{倒三角形荷载}) \end{cases}$$

$$\text{再令 } \gamma^2 = \frac{\mu EI}{H^2GA}\frac{l_0}{a}$$

则

$$\tau'' - \frac{1}{H^2}\left(\alpha_1^2 + \frac{6H^2D}{Sha}\right)\tau = \begin{cases} -\frac{\alpha_1^2}{H^2a}V_0 & (\text{顶点集中荷载}) \\ -\frac{\alpha_1^2}{H^2\alpha}\left(1 - \frac{z}{H}\right)V_0 & (\text{均布荷载}) \\ -\frac{\alpha_1^2}{H^2\alpha}\left(1 - \frac{z^2}{H^2}\right)V_0 - \frac{\alpha_1^2}{H^2\alpha} \cdot 2\gamma^2V_0 & (\text{倒三角形荷载}) \end{cases}$$

$$\text{并令 } \alpha^2 = \alpha_1^2 + \frac{6H^2 D}{Sh\alpha}$$

α ——整体系数。考虑墙肢轴向变形后的连梁与墙肢的刚度比。

再简化为

$$\tau'' - \frac{\alpha^2}{H^2} \tau = \begin{cases} -\frac{\alpha_1^2}{H^2 a} V_0 & (\text{顶点集中荷载}) \\ -\frac{\alpha_1^2}{H^2 a} \left(1 - \frac{z}{H}\right) V_0 & (\text{均布荷载}) \\ -\frac{\alpha_1^2}{H^2 a} \left(1 - \frac{z^2}{H^2} + 2\gamma^2\right) V_0 & (\text{倒三角形荷载}) \end{cases} \quad (4-22a)$$

式(4-22a)是二阶常系数非齐次线性微分方程,为方便求解,令

$$\xi = \frac{z}{H}, \tau = \Phi(\xi) \frac{\alpha_1^2 V_0}{\alpha^2} \frac{1}{a} \quad (4-23)$$

则式(4-22a)可变为

$$\Phi''(\xi) - \alpha^2 \Phi(\xi) = \begin{cases} -\alpha^2 & (\text{顶点集中荷载}) \\ -\alpha^2 (1 - \xi) & (\text{均布荷载}) \\ -\alpha^2 (1 + 2\gamma^2 - \xi^2) & (\text{倒三角形荷载}) \end{cases} \quad (4-22b)$$

式(4-22b)就是双肢墙的基本微分方程。

(3) 基本方程的解

式(4-22b)的解 $\Phi(\xi)$ 由齐次方程的通解

$$\Phi_p(\xi) = C_1 \operatorname{ch}(\alpha \xi) + C_2 \operatorname{sh}(\alpha \xi)$$

和特解

$$\Phi_i(\xi) = \begin{cases} 1 & (\text{顶点集中荷载}) \\ 1 - \xi & (\text{均布荷载}) \\ 1 + 2\gamma^2 - \xi^2 - \frac{2}{\alpha^2} & (\text{倒三角形荷载}) \end{cases} \quad (4-24)$$

组成,即

$$\Phi(\xi) = \Phi_p(\xi) + \Phi_i(\xi)$$

C_1 和 C_2 是待定常数,由边界条件确定。

边界条件 1: 当 $z=0, \xi=0$, 即墙顶位置, 弯矩为 0, 因而 $\theta_1=0, \theta_2=\frac{\mu V_0}{GA}$ 。将其代入式(4-21a)后, 得 $\tau(0)$ 的表达式, 再利用 $\tau(0)$ 与 $\Phi(0)$ 之间的转换关系式(4-23), 并令 $\beta = \alpha^2 \gamma^2$, 得

$$\Phi(0) = \beta \quad (a)$$

边界条件 2: 当 $z=H, \xi=1$, 墙底弯曲转角为 0, 而且在墙底截面即固定端, 轴向变形引起的相对位移也为 0。代入式(4-21b), 可得 $\tau'(H)$ 与 $dV_p(H)/dz$ 之间的表达式。同时利用式(4-23), 注意到 $\Phi'(1) = H\Phi'(H)$, 将与三种水平荷载有关的 $V_p(H)$ 代入后, 得

$$\Phi'(1) = \begin{cases} 0 & (\text{顶点集中荷载}) \\ -\beta & (\text{均布荷载}) \\ -2\beta & (\text{倒三角形荷载}) \end{cases} \quad (b)$$

利用(a),(b)式,求得 C_1 和 C_2 后,其解是

$$\Phi(\xi) = \begin{cases} (1-\beta)[\operatorname{th}\alpha \cdot \operatorname{sh}(\alpha\xi) - \operatorname{ch}(\alpha\xi)] + 1 & (\text{顶点集中荷载}) \\ (1-\beta)\left[-\frac{\operatorname{ch}\alpha(1-\xi)}{\operatorname{ch}\alpha} + \frac{\operatorname{sh}(\alpha\xi)}{\alpha\operatorname{ch}\alpha} + (1-\xi)\right] + \beta(1-\xi) & (\text{均布荷载}) \\ (1-\beta)\left[\left(\frac{2}{\alpha^2}-1\right) - \left(\frac{\operatorname{ch}\alpha \cdot (1-\xi)}{\operatorname{ch}\alpha} - 1\right) + \frac{2}{\alpha} \cdot \frac{\operatorname{sh}(\alpha\xi)}{\operatorname{ch}\alpha} - \xi^2\right] + \beta(1-\xi^2) & (\text{倒三角形荷载}) \end{cases} \quad (4-25a)$$

式(4-25a)也可简化为

$$\Phi(\xi) = \begin{cases} (1-\beta)\Phi_1 + 1 & (\text{顶点集中荷载}) \\ (1-\beta)\Phi_2 + \beta\Phi_3 & (\text{均布荷载}) \\ (1-\beta)\Phi_4 + \beta\Phi_5 & (\text{倒三角形荷载}) \end{cases} \quad (4-25b)$$

$$\Phi_1 = \operatorname{th}\alpha \cdot \operatorname{sh}(\alpha\xi) - \operatorname{ch}(\alpha\xi)$$

$$\Phi_2 = -\frac{\operatorname{ch}\alpha(1-\xi)}{\operatorname{ch}\alpha} + \frac{\operatorname{sh}(\alpha\xi)}{\alpha\operatorname{ch}\alpha} + 1 - \xi$$

式中: $\Phi_3 = 1 - \xi$

$$\Phi_4 = \left(\frac{2}{\alpha^2}-1\right)\left[\frac{\operatorname{ch}\alpha(1-\xi)}{\operatorname{ch}\alpha} - 1\right] + \frac{2}{\alpha} \frac{\operatorname{sh}(\alpha\xi)}{\operatorname{ch}\alpha} - \xi^2$$

$$\Phi_5 = 1 - \xi^2$$

$\Phi_1 \sim \Phi_5$ 分别是 α, ξ 或 ξ 的函数,可列成数表直接查用(参见:包世华,方鄂华.高层建筑结构设计.清华大学出版社, P147-152 表 4-3 ~ 4-5)。

已知 $\Phi(\xi)$, 由式(4-23)可求出基本未知量 $\tau(\xi)$ 或 $\tau(z)$ 。

(4) 双臂剪力墙的顶点侧移和等效抗弯刚度

① 顶点侧移

根据墙肢内力与其弯曲变形 θ_1 和剪切变形 θ_2 的关系:

$$EI\theta'_1 = M_p - \int_z^H \alpha\tau dz$$

$$GA\theta_2 = \mu V_p$$

当已知 $\tau(z)$ 和 V_p, M_p 之后,剪力墙的侧移由下式求出:

$$y = y_m + y_v = \frac{1}{EI} \int_0^H \int_0^H M_p dz dz - \frac{1}{EI} \int_0^H \int_0^H \alpha\tau dz dz + \frac{\mu}{EA} \int_0^H V_p dz \quad (4-26)$$

式中: y_m —— 由弯曲变形产生的侧移;

y_v —— 由剪切变形产生的侧移。

分别将三种水平荷载代入式(4-26)后,得顶点($\xi=1$)侧移 Δ

$$\Delta = \begin{cases} \frac{1}{3} \frac{V_0 H^3}{EI} \left[1 + 3 \frac{\mu EI}{H^2 GA} - \frac{\alpha_1^2}{\alpha^2} + (1-\beta) \frac{\alpha_1^2}{\alpha^2} \psi \right] & (\text{顶点集中荷载}) \end{cases} \quad (4-27a)$$

$$\Delta = \begin{cases} \frac{1}{8} \frac{V_0 H^3}{EI} \left[1 + 4 \frac{\mu EI}{H^2 GA} - \frac{\alpha_1^2}{\alpha^2} + (1-\beta) \frac{\alpha_1^2}{\alpha^2} \psi \right] & (\text{均布荷载}) \end{cases} \quad (4-27b)$$

$$\Delta = \begin{cases} \frac{11}{60} \frac{V_0 H^3}{EI} \left[1 + 3.64 \frac{\mu EI}{H^2 GA} - \frac{\alpha_1^2}{\alpha^2} + (1-\beta) \frac{\alpha_1^2}{\alpha^2} \psi \right] & (\text{倒三角形荷载}) \end{cases} \quad (4-27c)$$

式中：

$$\psi = \begin{cases} \frac{3}{\alpha^2} \left(1 - \frac{1}{\alpha} \operatorname{sh} \alpha \right) & \text{(顶点集中荷载)} \\ \frac{8}{\alpha^2} \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{\alpha^2} - \frac{1}{\alpha^2 \operatorname{ch} \alpha} - \frac{\operatorname{sh} \alpha}{\alpha \operatorname{ch} \alpha} \right) & \text{(均布荷载)} \\ \frac{60}{11 \alpha^2} \left(\frac{2}{3} - \frac{\operatorname{sh} \alpha}{\alpha \operatorname{ch} \alpha} - \frac{2}{\alpha^2 \operatorname{ch} \alpha} + \frac{2 \operatorname{sh} \alpha}{\alpha^3 \operatorname{ch} \alpha} \right) & \text{(倒三角形荷载)} \end{cases}$$

ψ 查表 4-4。

表 4-4 ψ 值表

α	均布荷载	倒三角形荷载	顶点集中荷载	α	均布荷载	倒三角形荷载	顶点集中荷载
1.0	0.772	0.720	0.715	11.0	0.027	0.026	0.022
1.5	0.540	0.537	0.528	11.5	0.025	0.023	0.020
2.0	0.403	0.399	0.388	12.0	0.023	0.022	0.019
2.5	0.306	0.302	0.299	12.5	0.021	0.020	0.017
3.0	0.238	0.234	0.222	13.0	0.020	0.019	0.016
3.5	0.190	0.186	0.175	13.5	0.018	0.017	0.015
4.0	0.155	0.151	0.140	14.0	0.017	0.016	0.014
4.5	0.128	0.125	0.115	14.5	0.016	0.015	0.013
5.0	0.108	0.105	0.096	15.0	0.015	0.014	0.012
5.5	0.092	0.089	0.081	15.5	0.014	0.013	0.011
6.0	0.080	0.077	0.069	16.0	0.013	0.012	0.010
6.5	0.070	0.067	0.060	16.5	0.013	0.012	0.010
7.0	0.061	0.058	0.052	17.0	0.012	0.011	0.009
7.5	0.054	0.052	0.046	17.5	0.011	0.010	0.009
8.0	0.048	0.046	0.041	18.0	0.011	0.010	0.008
8.5	0.043	0.041	0.036	18.5	0.010	0.009	0.008
9.0	0.039	0.037	0.032	19.0	0.009	0.009	0.007
9.5	0.035	0.034	0.029	19.5	0.009	0.008	0.007
10.0	0.032	0.031	0.027	20.0	0.009	0.008	0.007
10.5	0.030	0.028	0.024				

②等效抗弯刚度

双肢墙的等效抗弯刚度 EI_{eq} ，是将双肢墙考虑弯曲、剪切和轴向变形之后的顶点侧移，按顶点侧移相等的原则，将剪力墙的抗侧刚度折算成一个只考虑弯曲变形的等效竖向悬臂杆的刚度。等效悬臂杆件在三种水平荷载作用下的顶点侧移写成

$$\Delta = \begin{cases} \frac{1}{3} \frac{V_0 H^3}{EI_{eq}} & (4-28a) \\ \frac{1}{8} \frac{V_0 H^3}{EI_{eq}} & (4-28b) \\ \frac{11}{60} \frac{V_0 H^3}{EI_{eq}} & (4-28c) \end{cases}$$

式中,双肢墙的等效抗弯刚度 EI_{eq} 为

$$EI_{eq} = \begin{cases} E \frac{I}{1 - \frac{\alpha_1^2}{\alpha^2} + 3 \frac{\mu EI}{H^2 GA} + (1 - \beta) \frac{\alpha_1^2}{\alpha^2} \psi} & (4-29a) \\ E \frac{I}{1 - \frac{\alpha_1^2}{\alpha^2} + 4 \frac{\mu EI}{H^2 GA} + (1 - \beta) \frac{\alpha_1^2}{\alpha^2} \psi} & (4-29b) \\ E \frac{I}{1 - \frac{\alpha_1^2}{\alpha^2} + 3.67 \frac{\mu EI}{H^2 GA} + (1 - \beta) \frac{\alpha_1^2}{\alpha^2} \psi} & (4-29c) \end{cases}$$

求出墙的等效抗弯刚度,可用来分配各片墙的剪力及求墙的位置。

(5) 双肢墙的内力计算

由式(4-25)可得任意楼层高度 ξ_i 的 $\Phi(\xi_i)$,则可求:

①第 i 层连梁剪力

$$V_{li} = \tau(\xi_i) h_i = \frac{1}{a} \Phi(\xi_i) \frac{\alpha_1^2}{\alpha^2} V_0 \quad (4-30)$$

②第 i 层连梁端部弯矩

$$M_{li} = V_{li} \frac{l_0}{2} \quad (4-31)$$

③第 i 层第 j 墙肢的轴力

$$N_{ij} = \sum_{k=i}^n V_{lk} \quad (j = 1, 2) \quad (4-32)$$

④第 i 层第 j 墙肢的弯矩

$$M_{ij} = \frac{l_j}{l} M_i \quad (j = 1, 2) \quad (4-33)$$

式中: $M_i = M_{pi} - \sum_{k=i}^n V_{lk} a$;

n ——剪力墙总层数。

⑤第 i 层第 j 墙肢的剪力

近似按考虑弯曲和剪切变形之后 j 墙肢的折算惯性矩 I_j^0 进行分配:

$$V_{ij} = \frac{I_j^0}{I^0} V_i \quad (j = 1, 2) \quad (4-34)$$

式中: $I^0 = I_1^0 + I_2^0$;

$$\rho_j = \frac{I_j}{1 + \frac{12\mu EI_j}{GA_j h_j^2}};$$

h_i ——第 i 层层高;

I_j, A_j ——第 j 墙肢截面惯性矩和面积。

(6) 双肢墙内力位移分布特点

图 4-12 给出了按连续化方法计算的双肢墙侧移 Δ 、连梁剪应力 $\tau(z)$ 、墙肢轴力 N 及墙肢弯矩 M 沿高度的分布曲线。下面对这些计算结果加以分析说明:

① 双肢墙的侧移曲线呈弯曲型。 α 值愈大, 墙的刚度愈大, 侧移越小。

② 连梁的剪力分布特点: 剪力最大 (也是弯矩最大) 的连梁不在底层, 它的位置及大小将随 α 值改变。当 α 值增大时, 连梁剪力加大, 剪力最大的梁向下移。

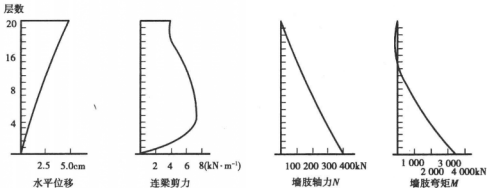


图 4-12

③ 墙肢的轴力与 α 值有关。因墙肢轴力即为该截面以上所有连梁剪力之和, 当 α 值增大时, 连梁剪力加大, 墙肢轴力也必然加大。

④ 墙肢的弯矩也与 α 值有关。 α 值越大, 墙肢弯矩越小。

由此可见, 整体系数 α 与内力分布及刚度有关, 是一个十分重要的参数。

例 4-2 某 20 层双肢剪力墙, 层高均为 3.3 m, 具体尺寸见图 4-13。已知 $G = 0.425E$, 墙肢 $A_1 = A_2 = 1.5 \text{ m}^2$, $I_1 = I_2 \approx 4.5 \text{ m}^4$, 连梁高 $h_l = 0.5 \text{ m}$, $E = 3.0 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$, 墙和连梁厚 0.25 m。试用微分方程求水平风荷载作用下的顶点侧移墙及梁内力。

解

1) 计算 I_l, I

$$l = 1.8 \text{ m} + \frac{0.5}{2} \text{ m} = 2.05 \text{ m}$$

$$I_0 = \frac{1}{12} \times 0.25 \times 0.5^3 \text{ m}^4 = 0.0026 \text{ m}^4$$

$$A_l = 0.5 \times 0.25 \text{ m}^2 = 0.125 \text{ m}^2$$

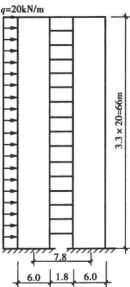


图 4-13

$$I_l = \frac{0.0026}{1 + \frac{30 \times 1.2 \times 0.0026}{0.125 \times 2.05^2}} m^4 = 0.00221 m^4$$

由于截面对称,组合截面惯性矩 J 值可用下面简单方法计算:

$$J = \frac{0.25}{12} \times (13.8^3 - 1.8^3) m^4 = 54.63 m^4$$

2) 计算连梁 D 值

$$D = \frac{2 \times 0.0021 \times 7.8^2}{2.05^3} = 0.02966$$

3) 计算 S 值

$$S = \frac{7.8 \times 1.5 \times 1.5}{1.2 + 1.2} = 5.85$$

4) 计算 α_1^2, α^2 及 α

$$\alpha_1^2 = \frac{6 \times 66^2 \times 0.02966}{3.3 \times (4.5 + 4.5)} = 26.10$$

$$\alpha^2 = 26.10 + \frac{6 \times 66^2 \times 0.02966}{5.85 \times 3.3 \times 7.8} = 31.248$$

$$\alpha = \sqrt{31.248} = 5.59$$

判断剪力墙类型:

由 $\alpha = 5.59 < 10$ 可知,该剪力墙属多肢剪力墙类型,下面按双肢剪力墙计算。

5) 计算 γ^2 和 β

$$\gamma^2 = \frac{1.2 \times 4.5 \times 2}{66^2 \times 1.5 \times 2 \times 0.425} \times \frac{1.8}{7.8} = 0.0004487$$

$$\beta = \alpha^2 \gamma^2 = 31.248 \times 0.0004487 = 0.014$$

6) 计算顶点侧移

按式(4-27b)计算。因 $\alpha = 5.59$,查表4-4,得 $\psi = 0.090$,则

$$\begin{aligned} \Delta &= \frac{1}{8} \times \frac{20 \times 66 \times 66^3}{3.0 \times 10^7 \times 4.5 \times 2} \times \left[1 - \frac{26.10}{31.248} + \frac{4 \times 1.2 \times 4.5 \times 2}{66^2 \times 0.425 \times 1.5 \times 2} + \right. \\ &\quad \left. (1 - 0.014) \times \frac{26.10}{31.248} \times 0.09 \right] m \\ &= 0.1757 \times 0.2466 m = 0.04333 m = 4.33 cm \end{aligned}$$

$$\frac{\Delta}{H} = \frac{0.04333}{66} = \frac{1}{1523} < \frac{\mu}{H} = \frac{1}{1000}$$

所以,顶点位移符合要求。

7) 计算内力

按式(4-25)和(4-23)计算 $\Phi(\xi_i)$ 和 $\tau(\xi_i)$:

$$\Phi(\xi_i) = 0.986 \left[-\frac{\text{ch}\alpha(1-\xi)}{133.8696} + \frac{\text{sh}\alpha\xi_i}{748.3315} + (1-\xi_i) + 0.014(1-\xi_i) \right]$$

$$\tau(\xi_i) = \frac{1}{7.8} \Phi(\xi_i) \times \frac{26.1}{31.248} \times 20 \times 66 = 141.35 \Phi(\xi_i)$$

把以上两式及内力的计算结果汇总列于表4-5中。

表 4-5

z /m	ξ_i	$\Phi(\xi_i)$	$\tau(\xi_i)$ /(kN·m)	V_{li} /kN	M_{li} /(kN·m)	$N_{li} = -N_{2i}$ /kN	M_i /(kN·m)	$M_{li} = M_{2i}$ /(kN·m)	$V_{li} = V_{2i}$ /kN
66	1.00	0.169 0	23.890	78.837	70.953	78.837	-614.929	-307.465	0
62.7	0.95	0.175 7	24.836	81.959	73.763	160.796	-1 145.309	-572.655	33
59.4	0.90	0.192 3	27.180	89.694	80.725	250.490	-1 518.222	-759.111	66
56.1	0.85	0.216	30.548	100.808	90.727	351.298	-1 760.024	-880.012	99
52.8	0.80	0.245 1	34.652	114.352	102.917	465.650	-1 889.670	-944.835	132
49.5	0.75	0.277 7	39.258	129.551	116.596	595.201	-1 920.068	-960.034	165
46.2	0.70	0.312 5	44.174	145.774	131.197	740.975	-1 859.205	-928.103	198
42.9	0.65	0.348 3	49.228	162.452	146.207	903.427	-1 710.631	-855.316	231
39.6	0.60	0.383 9	54.265	179.075	161.168	1 082.502	-1 473.916	-736.958	264
36.3	0.55	0.418 3	59.123	195.106	175.595	1 277.608	-1 144.442	-572.221	297
33.0	0.50	0.450 2	63.630	209.979	188.981	1 487.587	-713.179	-356.589	330
29.7	0.45	0.478 1	67.583	223.024	200.722	1 710.611	-165.866	-82.933	363
26.4	0.40	0.500 5	70.740	233.442	210.098	1 944.053	517.987	258.994	396
23.1	0.35	0.515 0	72.791	240.210	216.189	2 184.263	1 366.849	683.425	429
19.8	0.30	0.518 9	73.344	242.035	217.832	2 426.298	2 419.276	1 209.638	462
16.5	0.25	0.508 5	71.883	237.214	213.493	2 663.512	3 727.106	1 863.553	495
13.2	0.20	0.495 6	70.051	231.168	208.051	2 894.680	5 299.896	2 649.948	528
9.9	0.15	0.424 7	60.037	198.122	178.310	3 092.802	7 348.244	3 674.122	561
6.6	0.10	0.336 8	47.608	157.106	141.395	3 249.908	9 934.318	4 967.159	594
3.3	0.05	0.204 6	28.920	95.436	85.892	3 345.344	13 219.217	6 609.609	627
0	0.00	-	-	-	-	3 345.344	17 466.317	8 733.159	660

把连梁端弯矩、墙肢轴力和弯矩绘于图 4-14 中。

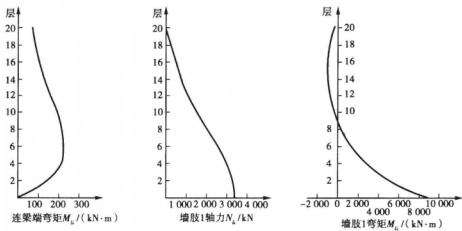


图 4-14

4.4.3 多肢墙计算要点

具有多排整齐洞口的墙即多肢墙,利用连续连杆法求解,其基本假定和基本体系和双脚墙类似。

(1) 微分方程

由于墙肢和洞口数目比双肢剪力墙多,如图 4-15 所示,因此沿竖向切口的基本未知量将相应增多。在图 4-15 中,取第 j 个切口的竖向剪力集度作为有代表性的基本未知量,用 $\tau_j(z)$ 表示,以此处的位移连续和变形协调条件建立微分方程,其余洞口处也类似处理。由图 4-16 的基本体系,第 j 个切口的竖向位移有:

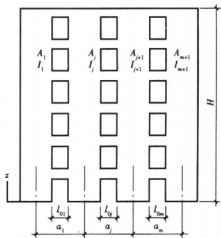


图 4-15

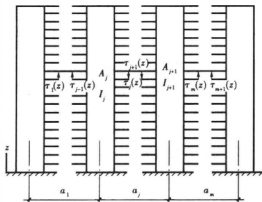


图 4-16

墙肢弯曲变形产生的位移: $\Delta_1 = -a_j \theta_1$

墙肢剪切变形产生的位移: $\Delta_2 = -l_{0j} \theta_2$

墙肢轴向变形产生的位移:

$$\Delta_3 = \frac{1}{E} \left(\frac{1}{A_j} + \frac{1}{A_{j+1}} \right) \int_0^z \int_z^H \tau_j(z) dz dz - \frac{1}{EA_j} \int_0^z \int_z^H \tau_{j-1}(z) dz dz - \frac{1}{EA_{j+1}} \int_0^z \int_z^H \tau_{j+1}(z) dz dz$$

连梁弯曲剪切变形产生的位移:

$$\Delta_4 = \frac{\tau_j(z) h l_j^3}{12 E I_{lj}}, l_j = l_{0j} + \frac{h_{0j}}{2}, \text{亦可取 } l_j = l_{0j}$$

对第 j 列洞口来说, Δ_1 , Δ_2 和 Δ_4 的表达形式与双肢剪力相同,仅 Δ_3 的形式略有不同,第 j 列洞口左右相邻的未知量 $\tau_{j-1}(z)$ 和 $\tau_{j+1}(z)$ 对墙肢轴向变形项有影响。

由力法原理,切口处竖向相对位移为零,即

$$\begin{aligned} & -a_j \theta_1 - l_{0j} \theta_2 + \frac{1}{E} \left(\frac{1}{A_j} + \frac{1}{A_{j+1}} \right) \int_0^z \int_z^H \tau_j(z) dz dz - \frac{1}{EA_j} \int_0^z \int_z^H \tau_{j-1}(z) dz dz - \\ & \frac{1}{EA_{j+1}} \int_0^z \int_z^H \tau_{j+1}(z) dz dz + \frac{\tau_j(z) h l_j^3}{12 E I_{lj}} = 0 \end{aligned} \quad (4-35)$$

($j = 1, 2, \dots, m; m$ 为洞口列数)

将式(4-35)微分两次,得

$$-a_j \theta''_1 - l_{0j} \theta''_2 - \frac{1}{E} \left(\frac{1}{A_j} + \frac{1}{A_{j+1}} \right) \tau_j(z) + \frac{1}{EA_j} \tau_{j-1}(z) + \frac{1}{EA_{j+1}} \tau_{j+1}(z) + \frac{\tau''_j(z) h l^3_j}{12EI_{lj}} = 0$$

(4-36)

($j=1, 2, \dots, m$; m 为洞口列数)

当 $m > 3$ 时,直接求解式(4-36)的二阶微分方程较复杂,可利用近似求解方法,将各墙肢合并在一起,可得与双肢墙相同的微分方程,并可利用双肢墙求解的结果,使二者统一起来。

现令 $m_j(z) = a_j \tau_j(z)$,即改用第 j 列连梁对墙肢的约束弯矩作为基本未知量,则式(4-36)可变为(4-37)

$$m''(z) - \frac{\alpha^2}{H^2} m(z) = \begin{cases} -\frac{\alpha_1^2}{H^2} V_0 & \text{(顶点集中荷载)} \\ -\frac{\alpha_1^2}{H^2} V_0 \left(1 - \frac{z}{H} \right) & \text{(均布荷载)} \\ -\frac{\alpha_1^2}{H^2} V_0 \left(1 + 2\gamma^2 - \frac{z^2}{H^2} \right) & \text{(倒三角形荷载)} \end{cases} \quad (4-37)$$

式中: α_1 ——未计及墙肢轴向变形的整体参数;

α ——考虑墙肢轴向变形后的整体参数。

式(4-37)为多肢墙的总微分方程,与式(4-22a)比较,如令式(4-22a)中的 $\tau(z) = m(z)/a$,则二者的表达形式完全相同。

(2) 微分方程的解

因为多肢剪力墙的总微分方程(4-37)与双肢墙微分方程(4-22a)相同,令

$$\frac{z}{H} = \xi, \quad m(\xi) = \Phi(\xi) V_0 \alpha_1^2 / \alpha^2$$

则式(4-37)可化为式(4-22b)的形式。由于边界条件相同,可以判定,解 $\Phi(\xi)$ 同式(4-25),故近似方法将多肢墙与双脚墙的解统一起来了,计算十分方便。

(3) 参数计算

1) 约束弯矩分配系数 η_j

η_j 与连梁刚度参数 D_j 、 $\xi = \frac{z}{H}$ 、连梁位置 r_j/B 及整体参数 α 有关。 η_j 采用如下经验公式

$$\eta_j = \frac{D_j \varphi_j}{\sum_{j=1}^m D_j \varphi_j}$$

$$\text{式中: } \varphi_j = \frac{1}{1 + \frac{\alpha \xi}{2}} \left[1 + 3\alpha \xi \frac{r_j}{B} \left(1 - \frac{r_j}{B} \right) \right] \quad (a)$$

r_j ——第 j 列连梁中点至墙左边的距离;

B ——墙总宽。

式(a)中 φ_j 可根据 r_j/B 及 α 制成表格直接查用。

2) 轴向变形影响系数 T (表 4-6)

表 4-6

墙肢数目	3~4	5~7	8肢以上
T	0.80	0.85	0.90

(4) 顶点位移和等效抗弯刚度

按双肢墙式(4-27)、(4-28)和(4-29),可得多肢剪力墙的顶点侧移和等效抗弯刚度:

$$\Delta = \begin{cases} \frac{1}{3} \frac{V_0 H^3}{EI_{eq}} & (\text{顶点集中荷载}) \\ \frac{1}{8} \frac{V_0 H^3}{EI_{eq}} & (\text{均布荷载}) \\ \frac{11}{60} \frac{V_0 H^3}{EI_{eq}} & (\text{倒三角形荷载}) \end{cases} \quad (4-38)$$

其中:

$$EI_{eq} = \begin{cases} E \frac{I}{1 - T + 3\gamma_1^2 + (1 - \beta)T\psi} & (\text{顶点集中荷载}) \\ E \frac{I}{1 - T + 4\gamma_1^2 + (1 - \beta)T\psi} & (\text{均布荷载}) \\ E \frac{I}{1 - T + 3.64\gamma_1^2 + (1 - \beta)T\psi} & (\text{倒三角形荷载}) \end{cases} \quad (4-39)$$

在式(4-38)和式(4-39)中

$$T = \alpha_1^2 / \alpha^2, \quad \beta = \alpha^2 \gamma^2, \quad \gamma_1^2 = \frac{\mu EI}{H^2 GA}, \quad I = \sum_{j=1}^{m+1} I_j,$$

$$A = \sum_{j=1}^{m+1} A_j, \quad \gamma^2 = \frac{\mu EI \sum_{j=1}^m D_j^0}{H^2 GA \sum_{j=1}^m D_j}$$

$$\psi = \begin{cases} \frac{3}{\alpha^2} \left(1 - \frac{1}{\alpha} \frac{\text{sh}\alpha}{\text{ch}\alpha} \right) & (\text{顶点集中荷载}) \\ \frac{8}{\alpha^2} \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{\alpha^2} - \frac{1}{\alpha^2 \text{ch}\alpha} - \frac{\text{sh}\alpha}{\alpha \text{ch}\alpha} \right) & (\text{均布荷载}) \\ \frac{60}{11\alpha^2} \left(\frac{2}{3} - \frac{\text{sh}\alpha}{\alpha \text{ch}\alpha} - \frac{2}{\alpha^2 \text{ch}\alpha} + \frac{2\text{sh}\alpha}{\alpha^3 \text{ch}\alpha} \right) & (\text{倒三角形荷载}) \end{cases}$$

ψ 值可根据 α 查表。

4.5 壁式框架计算

如果剪力墙洞口过大,连梁刚度接近或大于墙肢刚度,剪力墙受力特性则接近框架,大部分层具有反弯点,但它具有宽“梁”、宽“柱”,不完全等同于框架,在墙、梁相交部分面积大、变

形小,可看成“刚域”,故将这类墙称为壁式框架。在水平荷载作用下用修正的反弯点法近似分析内力。

4.5.1 计算简图

先把梁、墙肢简化为杆端带刚域的变截面杆,假定刚域没有任何变形,即是带刚域的变截面框架。

①框架轴线

取连梁与墙肢的形心线作为轴线,两层梁之间的距离为 h_w 。 h_w 与层高 h 不一定相等。为简化起见,令 $h_w = h$ 。计算简图如图 4-17 所示。

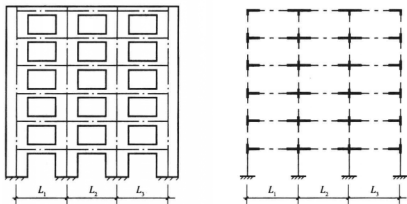


图 4-17 壁式框架计算简图

②刚域长度取法

由图 4-18 可见,刚域的长度不能取到洞口,因为不能在洞口完全固定。

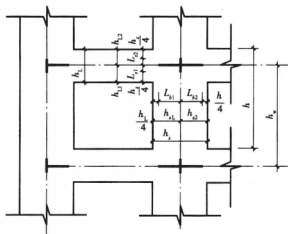


图 4-18

梁刚域长度:

$$l_{b1} = h_{c1} - \frac{h_L}{4}$$

$$l_{b2} = h_{a2} - \frac{h_{l1}}{4}$$

柱刚域长度:

$$l_{a1} = h_{l1} - \frac{h_x}{4}$$

$$l_{a2} = h_{l2} - \frac{h_x}{4}$$

符号见图 4-18。

若根据上式计算刚域长度为负值,则取等于零。

由于杆端有弯曲刚度无限大的刚域,杆件刚度将会有所提高。

③由于梁、柱的截面尺寸较大,剪切变形的影响不能忽略。

④计算方法

A. 用杆件有限元矩阵位移法。计算时用带刚域杆件的单元刚度,考虑杆件的剪切变形与轴向变形,用框架程序计算。

B. 用 D 值法。将带刚域杆考虑剪切变形后修正 D 值及反弯点高度比,然后利用普通框架的 D 值法及其相应表格,求解内力与位移,这种近似方法,适合手算。计算时的基本假定是不考虑柱的轴向变形。本节主要介绍这种方法。

4.5.2 内力计算

壁式框架在水平荷载下的内力计算与一般框架完全相同,只对带刚域杆件的刚度及反弯点高度比加以修正。由于有刚域的存在,杆件的线刚度已不同于普通的线刚度 $i = \frac{EI}{l}$ 。

(1) 带刚域杆考虑剪切变形后 D 值的修正

如图 4-19 所示,杆 AB 总长 l ,两端刚域长度为 al 和 bl ,等截面杆 $A'B'$,长为 $l' = (1 - a - b)l$ 。

当 A 、 B 两端各有一单位转角时, A' 、 B' 两点同样有单位转角 $\theta_1 = \theta_2 = 1$,还有线位移 al 和 bl ,杆 $A'B'$ 还有弦转角 φ ,刚域 AA' 及 BB' 则仅有刚性转动。

弦转角 φ 由图 4-19 求出:

$$\varphi = \frac{al + bl}{l'} = \frac{a + b}{1 - a - b}$$

当 A 、 B 点转动一个单位角 $\theta_1 = \theta_2 = 1$ 时,杆 $A'B'$ 转动角度为 $\theta_1 + \varphi = 1 + \varphi$,即

$$1 + \varphi = \frac{1}{1 - a - b}$$

杆端弯矩:

$$M_{A'B'} = M_{B'A'} = \frac{6EI}{(1 + \beta)l'} \left(\frac{1}{1 - a - b} \right) = \frac{6EI}{(1 + \beta)(1 - a - b)^2 l}$$

杆端剪力:

$$V_{A'B'} = V_{B'A'} = - \frac{M_{A'B'} + M_{B'A'}}{l'} = - \frac{12EI}{(1 - a - b)^3 l^2 (1 + \beta)}$$

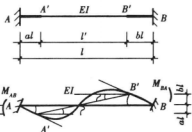


图 4-19 带刚域杆件的转角

式中： β ——考虑剪切变形影响系数，其值为 $\beta = \frac{12\mu EI}{GA l^2}$ ，当 $\beta = 0$ 时，不考虑剪切变形；

μ ——剪应力不均匀系数。

公式中有一负号，它是考虑弯矩为顺时针方向为正，则求出的剪力必是反时针方向，所以为负。

根据刚域段的平衡条件，如图 4-20 所示，杆 AB 端弯矩为：

$$M_{AB} = M_{A'B'} + V_{B'A'} \cdot al = \frac{6EI(1+a-b)}{(1+\beta)(1-a-b)^3l} = 6ci \tag{4-40}$$

$$M_{BA} = M_{B'A'} + V_{B'A'} \cdot bl = \frac{6EI(1-a+b)}{(1+\beta)(1-a-b)^3l} = 6c'i \tag{4-41}$$

$$M = M_{AB} + M_{BA} = \frac{12EI}{(1+\beta)(1-a-b)^3l} = 12i \frac{c+c'}{2} \tag{4-42}$$

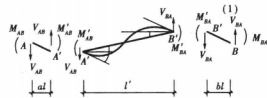


图 4-20 杆件内力

式中： $c = \frac{1+a-b}{(1+\beta)(1-a-b)^3}$;
 $c' = \frac{1-a+b}{(1+\beta)(1-a-b)^3}$;
 $i = EI/l$ ——线刚度。

由式(4-40) ~ (4-42) 知，壁式框架杆件的转角刚度是由等截面杆刚度系数乘以相应的刚度

提高系数 $c, c', \frac{1}{2}(c+c')$ 。

在壁式框架中用杆件的修正刚度 K 代替线刚度 i ，梁取 $K_L = ci$ 或 $c'i$ ；柱取 $K_c = \frac{1}{2}(c+c')i_c$ 。则

$$D = \alpha_c \cdot \frac{12}{h^2} \cdot \frac{c+c'}{2} i_c = \frac{\alpha_c \cdot 12K_c}{h^2} \tag{4-43}$$

式中 α_c 值的计算公式见表 4-7。

(2) 带刚域杆考虑剪切变形后反弯点高度比的修正

前面已得出普通框架柱的反弯点高度，即

$$y_h = (y_n + y_1 + y_2 + y_3)h$$

壁式框架柱的反弯点高度(图 4-21)也可利用第 3 章的有关表格计算，但必须考虑刚域及剪切变形的影响，对反弯点高度的计算公式进行修正，即

$$y_h = (a + S \cdot y_n + y_1 + y_2 + y_3)h \tag{4-44}$$

式中： a ——柱下端刚域长度与高度之比；

S ——无刚臂部分柱长度与柱高度之比；

y_n ——标准反弯点高度比。

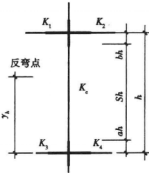


图 4-21 壁柱反弯点位置

表 4-7 壁式框架 α_c 值计算

		K	α_c	D
一般层		边柱: $K = \frac{K_2 + K_4}{2K_c}$ 中柱: $K = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_c}$	$\alpha_c = \frac{K}{2 + K}$	$D = \frac{\alpha_c \cdot 12K_c}{h^2}$
底层		边柱: $K = \frac{K_2}{K_c}$ 中柱: $K = \frac{K_1 + K_2}{K_c}$	$\alpha_c = \frac{0.5 + K}{2 + K}$	

注:表中 K 为梁柱刚度比。

y_n 由第3章相关表格可查得,查表时注意梁柱刚度比 K 要用 K' 代替, K' 用下式计算:

$$K' = S^2 \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_c} = S^2 \frac{c'i_1 + ci_2 + c'i_3 + ci_4}{(c + c')i_c} \quad (4-45)$$

式中: y_1 ——上、下层梁刚度变化的修正值,由 K' 及 α_1 查表,

$$\alpha_1 = (K_1 + K_2) / (K_3 + K_4) \text{ 或 } (K_3 + K_4) / (K_1 + K_2)$$

y_2 ——上层层高变化的修正值,由 K' 及 α_2 查表,

$$\alpha_2 = h_{\perp} / h$$

y_3 ——下层层高变化时的修正值,由 K' 及 α_3 查表,

$$\alpha_3 = h_{\overline{}} / h$$

4.6 各类剪力墙的分类划分

整体剪力墙如一根悬臂杆件,在墙肢整个高度方向上,弯矩图既不发生突变又不出现反弯点,变形曲线以弯曲型为主;小开口墙与双、多肢剪力墙,在连梁高度处的墙肢弯矩有突变,但在整个墙肢的高度方向上,它没有或仅仅在个别楼层才出现反弯点,剪力墙的变形曲线依然以弯曲型为主;对于壁式框架,柱弯矩不仅在楼层处有突变,而且在大多数楼层中都出现反弯点,整个框架的变形以剪切型为主。因此,各类剪力墙因外形、洞口大小和组成不同,其受力和变形特点也各不相同。故在设计和计算剪力墙时,首先判断其类别,再用相应的计算方法计算。

划分剪力墙类别,主要考虑两个方面:一是各墙肢之间的整体性;二是是否出现反弯点,出现反弯点层数越多,就越接近框架。

4.6.1 整体性

剪力墙的整体性取决于连梁对墙肢的约束作用,约束越强,整体性越好。剪力墙的整体性用参数 α 来分析。

双肢墙:

$$\alpha^2 = \alpha_1^2 + \frac{6H^2 D}{S \cdot h \cdot \alpha}$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{6H^2 D}{ThI}} \quad (4-46)$$

式中: $\frac{1}{T} = \frac{\alpha^2}{\alpha_1^2} = 1 + \frac{1}{Sa} = 1 + \frac{AI}{a^2 A_1 A_2}$;

$I = I_1 + I_2$;

$A = A_1 + A_2$ 。

α 值反映了连梁刚度与墙肢刚度的相对比例关系,连梁刚度大而墙肢刚度相对较小时, α 值大,连梁对墙肢的约束强,剪力墙整体性好,反之则差。因此,可利用 α 参数作为判别剪力墙类型的标准之一。

4.6.2 反弯点

应从墙肢高度方向判别是否出现反弯点。由于在某些情况下,仅靠 α 值的大小还不能完全正确判别剪力墙的类型,比如 α 值大时,表示剪力墙的整体性好,但是,随着所开洞口的大小,它可以是洞口小的整体小开口墙,也可以是大孔洞的、横梁刚度很大的壁式框架,显然,小开口墙的受力性能与壁式框架大不一样。为区分这两种不同的类型,除用 α 值判别外,还需要找出判别在墙肢高度方向上是否会出现反弯点的参数。

墙肢是否会出现反弯点,同墙肢惯性矩比值 I_n/I 、整体参数 α 和层数 N 等因素有关。如果孔洞狭窄, I_n/I 值小,反之则大。根据墙肢弯矩分析是否出现反弯点,给出了 I_n/I 的限值 $\chi(\alpha, N)$,作为划分剪力墙的第二标准。 $\chi(\alpha, N)$ 值见表 4-8。其中:

$$I_n = I - \sum_{j=1}^{n+1} I_j$$

式中: I ——组合截面的惯性矩;

I_j ——墙肢 j 的惯性矩。

综上所述,对各类剪力墙划分如下:

1) $\alpha \geq 10$ 时

①当 $I_n/I \leq \chi$ 时,按小开口墙计算;若有个别墙肢为小墙肢时,应对该墙肢弯矩进行修正。

②当 $I_n/I > \chi$ 时,按壁式框架计算。

2) $\alpha < 10$ 时

按多肢剪力墙计算。

3) 孔洞面积与剪力墙总面积之比不大于 0.15,且孔洞间距及孔洞至墙边净距大于孔洞长边尺寸时,一般可作为整体墙计算。

表 4-8 系数 χ 的数值

α \ 层数 n		8	10	12	16	20	≥ 30
10	10	0.886	0.948	0.975	1.000	1.000	1.000
	12	0.866	0.924	0.950	0.994	1.000	1.000
	14	0.853	0.908	0.934	0.978	1.000	1.000
	16	0.844	0.896	0.923	0.964	0.988	1.000
	18	0.836	0.888	0.914	0.952	0.978	1.000
	20	0.831	0.880	0.906	0.945	0.970	1.000
	22	0.827	0.875	0.901	0.940	0.965	1.000
	24	0.824	0.871	0.897	0.936	0.960	0.989
	26	0.822	0.867	0.894	0.932	0.955	0.986
	28	0.820	0.864	0.890	0.929	0.952	0.982
	≥ 30	0.818	0.861	0.887	0.926	0.950	0.979

思 考 题

1. 整体墙、小开口墙、联肢墙和壁式框架等的内力计算方法有何不同？它们各自的受力特点有哪些？各类剪力墙的分类条件是什么？这些条件的意义是什么？
2. 什么是剪力墙的等效抗弯刚度？如何计算？式中各符号的物理意义是什么？
3. 在水平荷载作用下，剪力墙结构体系的变形特点是什么？请说明剪切变形对剪力墙的影响。
4. 联肢墙连续化方法的基本假定是什么？它们对该方法的应用范围有什么影响？
5. 连续化方法中，连梁未知力 $\tau(z)$ 是什么？与函数 $\Phi(\xi)$ 是什么关系？怎样利用 $\Phi(\xi)$ 和图表求出连梁内力？
6. 连续化方法的计算步骤如何？多肢墙与双肢墙的基本假定、几何参数、查表方法、内力与位移计算等有什么区别？
7. 联肢墙的内力分布和侧移变形曲线有什么特点？整体系数 α 对内力和变形有哪些影响？原因是什么？
8. 壁式框架同一般框架相比，有什么区别？怎样确定壁式框架的轴线位置与刚域尺寸？
9. 带刚域杆件和一般框架等截面杆件的刚度系数有哪些不同？当两端刚域尺寸不同时，用什么区分 c' 和 c ？有什么规律？
10. 如何分析带刚域框架的内力？用 D 值法要注意哪些问题？哪些参数与一般框架不同？

习 题

某 10 层钢筋混凝土剪力尺寸如图 4-22 所示,尺寸单位为 mm,混凝土强度等级 C25, $E = 2.8 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$,受有均布水平荷载 $q = 10 \text{ kN/m}$ 。

要求:

- (1) 判别剪力墙类型;
- (2) 用相应公式计算连梁及墙肢内力;
- (3) 计算顶点侧移;
- (4) 绘制 V_L 、 N_L 、 M_L 的分布图。

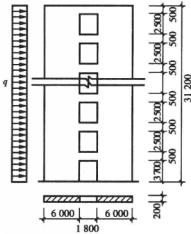


图 4-22

第5章

框架-剪力墙结构简化计算

5.1 概 述

5.1.1 协同工作

框-剪结构是一种在框架结构中,适当位置布置适当数量剪力墙形成的结构体系。各榀框架和该片剪力墙是抗侧力构件,在竖向荷载下二者(框架及剪力墙,此处指抗侧力构件)承担各自传递范围内的楼面荷载,其内力计算较为简单。在水平力作用下,各榀框架和该片剪力墙在楼盖的控制下共同工作、协调变形。但应注意,在水平力作用下,各榀框架的变形曲线的类型属剪切型;而各片剪力墙结构的变形类型属弯曲型。当刚性楼盖将它们联系在一起时,楼盖则迫使二者在同一楼层上必须保持相同的位移,从而共同工作,此即协同工作。在图 5-1 中,曲线 a 代表剪力墙的变形曲线,曲线 b 代表框架的变形曲线,曲线 c 则代表框-剪结构的变形曲线。在共变点 A 以下,剪力墙的侧移小于框架,剪力墙控制着框架,变形类型呈弯曲型;在共变点 A 以上,框架的侧移小于剪力墙的侧移,框架控制着剪力墙,变形类型呈剪切型。故,整个框-剪结构的变形曲线类型上剪下弯,整体属剪弯型。框-剪结构的变形曲线介于弯曲型和剪切型之间,变形曲线形状为反 S 形。

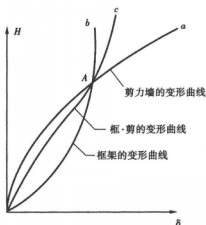


图 5-1 框-剪变形曲线

由于协同工作,框-剪中框架部分各层的层剪力趋于均匀,但框-剪中剪力墙部分各层剪力更加不均匀,框架部分与剪力墙部分各层层剪力的分配比例是变化的,但框-剪结构的层间侧移变得趋于均匀。

在框架结构中,层剪力按各柱的抗侧刚度在各柱间分配;在剪力墙结构中,层剪力按各片墙的等效抗弯刚度在各片墙间分配;但在框-剪结构中,水平力却按着协同工作进行分配。

需要指出的是,在设计框架结构时,如果侧移超过规定值,从而增设剪力墙后,此时结构体系发生变化,应按框-剪重新计算,否则不能保证安全。

另有一点亦应予注意,当框架结构中带有钢筋混凝土电梯井时,亦必须按框-剪进行计算,再不能视为框架结构,否则亦将不能保证安全。

5. 1. 2 墙量及优缺点

墙量(指框-剪结构中,剪力墙的数量)是框-剪结构中的重要问题。增大墙量,固然可提高建筑物的抗震性能,但如超过合理墙量,不但会增加建筑物造价,而且由于剪力墙增多,结构刚度将随之增大,从而导致地震力加大。因此,墙量应该适当,此外,当墙量增大后,由于框架部分刚度相对较小,故框架部分承担的水平力减小。但抗震设计中,为保证框架部分的安全,不论剪力墙再多,要求框架部分抗震能力不能低于某个下限,故墙量过大,将造成浪费。

由于在框-剪结构中,大部分水平力靠剪力墙承担,故墙量要足够(足够指满足刚度要求,以减小侧移。同时,剪力墙抵抗的总弯矩又应不小于总倾覆力矩的 50%,以防增大框架部分的负担)。

根据震害经验,墙量可据壁率(即每平方米楼面一个方向的剪力墙长度)粗略确定,即壁率 $\leq 5\text{cm}/\text{m}^2$ 。此处,可据表 5-1 确定。

表 5-1 底层剪力墙截面面积初估值

烈 度	结构截面面积与楼面面积之比	剪力墙截面面积与楼面面积之比
	$\frac{A_c + A_w}{A_f}$	$\frac{A_w}{A_f}$
7 度	0.03 ~ 0.05	0.02 ~ 0.03
8 度	0.04 ~ 0.06	0.03 ~ 0.04

但应注意,不论按壁率,或是按表 5-1 确定墙量,所得墙量大都偏大,故宜取下限值或较下限值有所降低。

框-剪结构的特点如下:

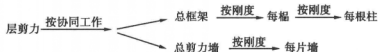
- 侧移小(同框架比)
- 减轻节点负担,降低抗震等级
- 优点 { 增加超静定次数
- 框架柱受力较为均匀
- 层间侧移趋于均匀

缺点:水平方向刚度不均匀。

5.1.3 设计要点

- ①合理确定墙量(见前述)。
- ②剪力墙布置原则——对称、均匀、周边、分散。
- ③水平力分配的两个原则

$\left\{ \begin{array}{l} \text{按协同工作分配} \\ \text{按刚度分配} \end{array} \right.$



在框架结构及剪力墙结构中,由于二者均属单一体系,在水平力作用下,各榀框架或各道剪力墙的侧移曲线类似,故水平力系按刚度分配给各抗侧力构件。但在框-剪结构中,却存在两个分配原则,应注意区别。

- ④对于 $H < 50\text{m}$, $H/B < 4$ 的框-剪结构,采用简化计算方法时,一般不计轴向变形影响。
- ⑤在协同分析后,框架剪力值需进行调整。
- ⑥剪力墙应双向(纵横向)设置,横向剪力墙宜靠端部设置,纵向剪力墙不宜集中布置在两尽端。
- ⑦框-剪中的剪力墙应为边框剪力墙,剪力墙的水平钢筋应全部锚入边柱内,正截面计算的主要竖向受力钢筋应配在边框柱内。
- ⑧应优先采用现浇楼盖。
- ⑨小震下内力和位移计算中,所有构件均可采用弹性刚度,但连梁的刚度在计算时,应考虑剪切变形予以折减,6度及7度时,折减系数 ≥ 0.8 ;8度及9度时,折减系数 ≥ 0.55 。计算风荷载作用时不折减。
- ⑩计算总框架、总剪力墙和总连梁时,不能跨越变形缝。
- ⑪当连梁抗弯刚度较小,其转动约束可忽略不计,可采用铰结计算简图。
- ⑫连梁指一端或两端与剪力墙连接的梁;两端与框架柱相连的梁属框架梁,应区别之。
- ⑬应进行弹性侧移计算。

5.2 铰结体系协同工作计算

5.2.1 基本微分方程的建立与求解

(1) 概述

在竖向荷载下,框-剪结构中的框架部分和剪力墙部分,分别承受各自传递范围内的楼面荷载,其内力计算比较简单。在水平荷载下,刚性楼盖迫使变形特性各不相同的框架部分和剪力墙部分协同工作,变形谐调,计算方法大体分为两类,一类为利用计算机的矩阵位移法,具体有多种软件可供选择;另一类则为简化方法,例如微分方程法等,此处主要介绍微分方程法。

对大多数比较规则的结构应用简化方法计算时,计算精度可较好地满足要求。在简化计算方法中,如果水平力有偏心,可先作平移下协同工作计算,然后再计算扭转效应。

(2) 基本假定

①楼盖在平面内刚度无穷大,平面外刚度略去不计,框架部分和剪力墙部分之间无相对位移。

②当结构大体规则,水平力的合力通过结构抗侧刚度中心时,不计扭转影响。

③框架与剪力墙的刚度特征值,沿结构高度方向均为常量。

基于以上假定,计算区段(不能跨越缝,诸如变形缝、防震缝等)内,在水平力作用下,同一楼面处框架部分和剪力墙部分侧移相同,这样,即可将所有框架等效为综合框架(亦称总框架),将所有剪力墙等效为综合剪力墙(亦称总剪力墙),并将综合框架与综合剪力墙移到同一平面内进行分析,在综合框架与综合剪力墙之间,用轴向刚度无穷大的连梁相连。

(3) 基本微分方程

在图 5-2 所示的铰结计算简图中,所谓铰结指剪力墙部分与框架部分不在同一平面内,在二者之间没有弯矩的传递,只传递侧向力。当剪力墙部分与框架部分在同一平面内时,连杆(连梁)与框架及剪力墙之间为刚结,即刚结体系。有一点需指出,如果连梁截面尺寸小,亦即刚度小,则约束作用弱,此时可忽略其对墙肢的约束效果,视为铰结图形。

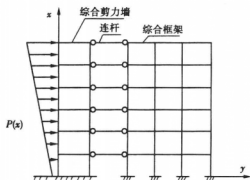


图 5-2 计算简图

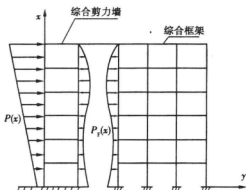


图 5-3 基本体系

对于铰结计算简图,将连杆切断,在各楼层处框架和剪力墙间存在相互作用的集中力 F_{ij} ,为计算方便,将集中力 F_{ij} 简化成连续的分布力 $P_F(x)$,见图 5-3。

将连梁切断后,总剪力墙相当于弹性地基梁,总框架相当于弹性地基,框架和剪力墙之间的相互作用,相当于弹性地基和弹性地基梁之间的相互作用。切断连杆,脱离以后的总剪力墙,可视为底部固定的悬臂梁,承受外荷载 $P(x)$ 和总框架对它的弹性反力 $P_F(x)$,总框架承受总剪力墙传给它的力 $P_F(x)$ 。在计算刚度时,总剪力墙抗弯刚度为各片剪力墙等效抗弯刚度之和,即

$$EI_d = \sum_{j=1}^m (EI_{eq})_j \quad (5-1)$$

式中: EI_d ——总剪力墙等效抗弯刚度;

$(EI_{eq})_j$ ——一片剪力墙的等效刚度;

m ——剪力墙片数。

在计算总框架刚度时,设 C_F 为总框架的抗侧刚度(当框架高度大于 50m,或 $H/B > 4$ 时,

应计及柱轴向变形对框架侧移的影响,应按等效抗侧刚度 C_{F0} 来考虑)

$$C_{F0} = \sum C_{Fi} \quad (5-2)$$

$$C_{F0} = \frac{\Delta_1}{\Delta_1 + \Delta_2} C_{Fi} \quad (5-3)$$

式中: Δ_1 ——仅考虑梁柱弯曲变形产生的框架顶点侧移;

Δ_2 ——框架由各柱的轴向变形所产生的框架顶点侧移。

C_F 即使总框架产生单位剪切角 $dy/dz = 1$ 的框架顶部的水平力值。

$$C_F = \sum C_{Fi} \quad (5-4)$$

式中: C_{Fi} ——任一榀框架的抗侧刚度

$$C_{Fi} = h \cdot \sum D$$

h ——层高;

$\sum D$ ——一个楼层的柱子抗剪刚度的总和。

$$D = 12\alpha \frac{I_c}{h^2} \quad (5-5)$$

按 C_F 的定义,总框架的剪力

$$V_F = C_F \cdot \frac{dy}{dz} \quad (5-6)$$

微分一次:

$$\frac{dV_F}{dx} = C_F \frac{d^2y}{dx^2} = -P_F(x) \quad (5-7)$$

据力学知识

$$M_w = EI_w \frac{d^2y}{dx^2} \quad (5-8)$$

$$V_w = -EI_w \frac{d^3y}{dx^3} \quad (5-9)$$

$$P_w = P(x) - P_F(x) = EI_w \frac{d^4y}{dx^4} \quad (5-10)$$

将式(5-7)代入式(5-10),经整理,可建立侧移 $y(x)$ 的微分方程

$$\frac{d^4y}{dx^4} - \frac{C_F}{EI_w} \cdot \frac{d^2y}{dx^2} = \frac{P(x)}{EI_w} \quad (5-11)$$

$$\text{令} \quad \lambda = H\sqrt{C_F/EI_w} \quad (5-12)$$

$$\xi = X/H \quad (5-13)$$

则微分方程可为

$$\frac{d^4y}{d\xi^4} - \lambda^2 \frac{d^2y}{d\xi^2} = \frac{H^4}{EI_w} P(\xi) \quad (5-14)$$

式中: λ ——框-剪结构刚度特征值(系框架抗推刚度与剪力墙抗弯刚度之比值);

ξ ——相对坐标;

H ——建筑物总高;

y ——结构的侧移,是高度 x 的函数;

(4) 微分方程求解

式(5-14)是一个四阶常系数非齐次线性微分方程,即框-剪结构协同工作的基本微分方程,其全解包含两部分,第一部分为相应于齐次方程的通解 y_1 ,第二部分是该方程的特解 y_2 ,即:

$$y = C_1 + C_2\xi + A\sinh\xi + B\cosh\xi + y_1 \quad (5-15)$$

式中: y_1 ——微分方程特解(由荷载形式确定);

式(5-15)等号右边前四项称为通解(积分常数 A 、 B 、 C_1 、 C_2 由总剪力墙的边界条件确定)。

1) 通解

微分方程(5-14)的特征方程为

$$\gamma^4 - \lambda^2 \gamma^2 = 0 \quad (5-16)$$

特征方程的解为

$$\gamma_1 = \gamma_2 = 0, \gamma_3 = \lambda, \gamma_4 = -\lambda$$

齐次方程通解为

$$y_1 = C_1 + C_2\xi + A\sinh\xi + B\cosh\xi \quad (5-17)$$

2) 特解

基本微分方程(5-14)的特解为 y_2 , y_2 由荷载形式确定。现求均布荷载下的特解 y_2 。

设均布荷载为 q , 则有 $P(\xi) = q$, 据设 $\gamma_1 = \gamma_2 = 0$, 故假设 $y_2(\xi) = \alpha\xi^2$ 。从而有

$$\frac{d^2 y_2}{d\xi^2} = \alpha, \frac{d^4 y_2}{d\xi^4} = 0$$

上式代入式(5-14), 则有

$$\alpha = \frac{qH^4}{2\lambda^2 EI_w} = -\frac{qH^2}{2C_F}$$

$$y_2(\xi) = -\frac{qH^2}{2C_F} \cdot \xi^2 \quad (5-18)$$

同理, 可求出倒三角形荷载和顶点集中力下微分方程的特解

$$y_2(\xi) = \begin{cases} -\frac{qH^2}{2C_F}\xi^2 & (\text{均布荷载}) \\ -\frac{q_0 H^2}{6C_F}\xi^3 & (\text{倒三角形荷载}) \\ 0 & (\text{顶点集中力}) \end{cases} \quad (5-19)$$

式中: q_0 ——倒三角形荷载的最大值。

3) 确定积分常数

①当 $\xi = 1$ 时, 总剪力墙的弯矩应为零, 即 $M_w = 0$, 故 $\frac{d^2 y}{d\xi^2} = y'' = 0$;

② $\xi = 1$ 时, 顶点处的剪力值应为

$$V = V_w - V_F = \begin{cases} 0 & (\text{均布荷载}) \\ 0 & (\text{倒三角形荷载}) \\ F & (\text{顶点集中力}) \end{cases} \quad (5-20)$$

式中: V_w ——剪力墙承受的剪力;

V_f ——框架承受的剪力;

F ——顶点集中力。

③当 $\xi=0$ 时, 结构底部转角为零

$$\frac{dy}{d\xi} = 0, \quad y' = 0$$

④ $\xi=0$ 时, 结构底部侧移为零, 即

$$y = 0$$

对于均布荷载, 根据上述边界条件, 可确定积分常数如下:

$$A = -\frac{qH^2}{C_F\lambda} \quad (5-21)$$

$$B = \frac{qH^2}{C_F\lambda^2} \left(\frac{\lambda \operatorname{sh}\lambda + 1}{\operatorname{ch}\lambda} \right) \quad (5-22)$$

$$C_1 = -B = -\frac{qH^2}{C_F\lambda^2} \left(\frac{\lambda \operatorname{sh}\lambda + 1}{\operatorname{ch}\lambda} \right) \quad (5-23)$$

$$C_2 = \frac{qH^2}{C_F} \quad (5-24)$$

同理可求得倒三角形和顶点集中力作用下的积分常数(从略)。

4) 基本微分方程的解

将各种荷载作用下求得的 $y_1(\xi)$ 和积分常数代入式(5-15), 则可得框-剪结构在三种荷载下的位移计算公式(亦即基本微分方程的解):

$$y(\xi) = \begin{cases} \frac{qH^4}{EI_w\lambda^4} \left[\left(\frac{\lambda \operatorname{sh}\lambda + 1}{\operatorname{ch}\lambda} \right) (\operatorname{ch}\lambda\xi - 1) - \lambda \operatorname{sh}\lambda\xi + \lambda^2 \left(\xi - \frac{\xi^2}{2} \right) \right] & (\text{均布荷载}) \\ \frac{q_{\max}H^4}{EI_w\lambda^4} \left[\left(\frac{\operatorname{sh}\lambda}{2\lambda} - \frac{\operatorname{sh}\lambda}{\lambda^3} + \frac{1}{\lambda^2} \right) \left(\frac{\operatorname{ch}\lambda\xi - 1}{\operatorname{ch}\lambda} \right) + \left(\xi - \frac{\operatorname{sh}\lambda\xi}{\lambda} \right) \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{\lambda^2} \right) - \frac{\xi^3}{6} \right] & (\text{倒三角形荷载}) \\ \frac{FH^3}{EI_w} \left[\frac{\operatorname{sh}\lambda}{\lambda^3 \operatorname{ch}\lambda} (\operatorname{ch}\lambda\xi - 1) - \frac{\operatorname{sh}\lambda\xi}{\lambda^3} + \frac{\xi}{\lambda^2} \right] & (\text{顶点集中力}) \end{cases} \quad (5-25)$$

5.2.2 总剪力墙和总框架的内力及侧移

$y(\xi)$ 为框-剪结构的变形曲线, $y(\xi=1)$ 为其顶点侧移, 根据前面侧移与内力间的微分关系, 即有

$$\begin{cases} M_w = -EI_w \frac{d^2 y(x)}{dx^2} = -\frac{EI_w}{H^2} \cdot \frac{d^2 y(\xi)}{d\xi^2} \\ V_w = -EI_w \frac{d^3 y(x)}{dx^3} = -\frac{1}{H} \cdot \frac{dM_w}{d\xi} = -\frac{EI_w}{H^3} \cdot \frac{d^3 y(\xi)}{d\xi^3} \\ V_f = C_F \cdot \frac{dy(x)}{dx} = \frac{C_F}{H} \cdot \frac{dy(\xi)}{d\xi} \end{cases} \quad (5-26)$$

式(5-26)前两式给出了总剪力墙位移与内力 M_w 及 V_w 的关系, 将侧移公式(5-25)代入式

(5-26), 则有三种典型荷载作用下的计算公式:

均布荷载作用下:

$$\begin{cases} y = \frac{qH^4}{EI_w \lambda^4} \left[\left(\frac{\lambda \operatorname{sh} \lambda + 1}{\operatorname{ch} \lambda} \right) (\operatorname{ch} \lambda \xi - 1) - \lambda \operatorname{sh} \lambda \xi + \lambda^2 \left(\xi - \frac{\xi^2}{2} \right) \right] \\ M_w = \frac{qH^2}{\lambda^2} \left[\left(\frac{1 + \lambda \operatorname{sh} \lambda}{\operatorname{ch} \lambda} \right) \operatorname{ch} \lambda \xi - \lambda \operatorname{sh} \lambda \xi - 1 \right] \\ V_w = \frac{qH}{\lambda} \left[\lambda \operatorname{ch} \lambda \xi - \left(\frac{1 + \lambda \operatorname{sh} \lambda}{\operatorname{ch} \lambda} \right) \operatorname{sh} \lambda \xi \right] \\ V_F = (1 - \xi) qH - V_w \end{cases} \quad (5-27)$$

倒三角形荷载作用下:

$$\begin{cases} y = \frac{q_{\max} H^4}{EI_w \lambda^2} \left[\left(\frac{\operatorname{sh} \lambda}{2\lambda} - \frac{\operatorname{sh} \lambda}{\lambda^3} + \frac{1}{\lambda^2} \right) \left(\frac{\operatorname{ch} \lambda \xi - 1}{\operatorname{ch} \lambda} \right) + \left(\xi - \frac{\operatorname{sh} \lambda \xi}{\lambda} \right) \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{\lambda^2} \right) - \frac{\xi^3}{6} \right] \\ M_w = \frac{q_{\max} H^2}{\lambda^2} \left[\left(1 + \frac{1}{2} \lambda \cdot \operatorname{sh} \lambda - \frac{\operatorname{sh} \lambda}{\lambda} \right) \frac{\operatorname{ch} \lambda \xi}{\operatorname{ch} \lambda} - \left(\frac{\lambda}{2} - \frac{1}{\lambda} \right) \operatorname{sh} \lambda \xi - \xi \right] \\ V_w = \frac{-q_{\max} H}{\lambda^2} \left[\left(1 + \frac{\lambda \operatorname{sh} \lambda}{2} - \frac{\operatorname{sh} \lambda}{\lambda} \right) \cdot \frac{\lambda \operatorname{sh} \lambda \xi}{\operatorname{ch} \lambda} - \left(\frac{\lambda}{2} - \frac{1}{\lambda} \right) \lambda \cdot \operatorname{ch} \lambda \xi - 1 \right] \\ V_F = \frac{q_{\max} H}{2} (1 - \xi^2) - V_w \end{cases} \quad (5-28)$$

顶点集中力作用下:

$$\begin{cases} y = \frac{FH^3}{EI_w} \left[\frac{\operatorname{sh} \lambda}{\lambda^3 \operatorname{ch} \lambda} (\operatorname{ch} \lambda \xi - 1) - \frac{\operatorname{sh} \lambda \xi}{\lambda^3} + \frac{\xi}{\lambda^2} \right] \\ M_w = FH \left(\frac{\operatorname{sh} \lambda}{\lambda \operatorname{ch} \lambda} \cdot \operatorname{ch} \lambda \xi - \frac{1}{\lambda} \operatorname{sh} \lambda \xi \right) \\ V_w = F \left[\operatorname{ch} \lambda \xi - \frac{\operatorname{sh} \lambda}{\operatorname{ch} \lambda} \cdot \operatorname{sh} \lambda \xi \right] \\ V_F = F - V_w \end{cases} \quad (5-29)$$

为使用方便, 现分别将三种典型荷载下的位移、弯矩、剪力绘成曲线, 示于图 5-4 至图 5-12 中。

使用时, 可先求出 λ 和 ξ , 并据荷载类型求出 M_0 、 V_0 及 y_H , 然后根据图 5-4 ~ 图 5-12 求出弯矩系数 $\frac{M_w(\xi)}{M_0}$ 、剪力系数 $\frac{V_w(\xi)}{V_0}$ 和位移系数 $\frac{\gamma(\xi)}{y_H}$ (y_H 为剪力墙单独承受外荷时的顶部侧移), 最后按下式求总剪力墙和总框架的内力。

$$\begin{cases} M_w(\xi) = \left[\frac{M_w(\xi)}{M_0} \right] M_0 \\ V_w(\xi) = \left[\frac{V_w(\xi)}{V_0} \right] V_0 \\ y(\xi) = \left[\frac{\gamma(\xi)}{y_H} \right] y_H \\ V_F(\xi) = V_F(\xi) - V_w(\xi) \end{cases} \quad (5-30)$$

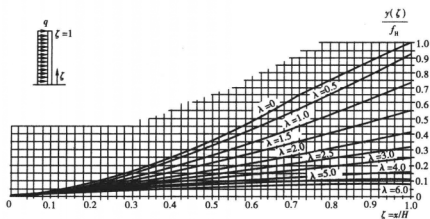


图 5-4 均布荷载位移系数

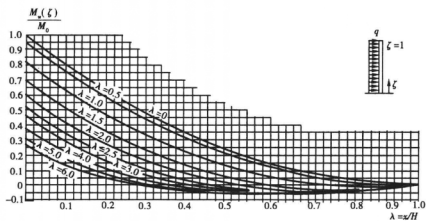


图 5-5 均布荷载剪力墙弯矩系数

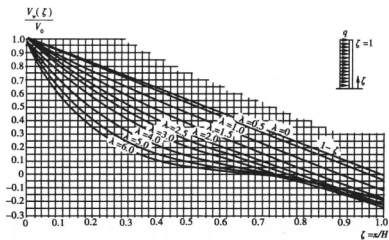


图 5-6 均布荷载剪力墙剪力系数

$V_p(\xi)$ 可由外荷载直接求出。

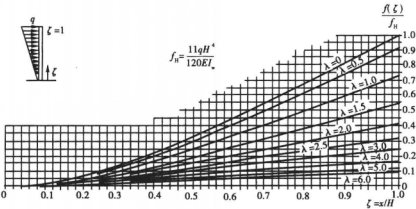


图 5-7 倒三角荷载位移系数

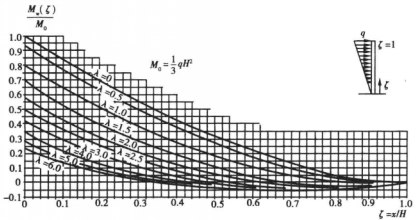


图 5-8 倒三角荷载墙弯矩系数

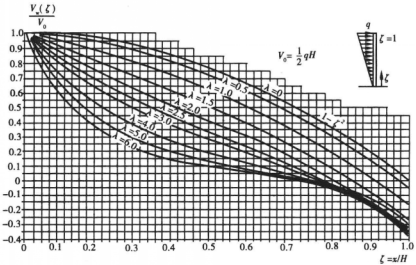


图 5-9 倒三角荷载墙剪力系数

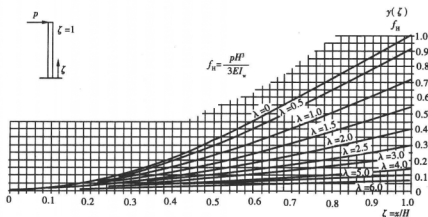


图 5-10 集中荷载位移系数

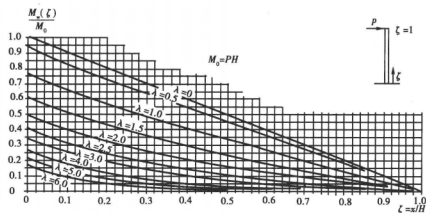


图 5-11 集中荷载墙弯矩系数

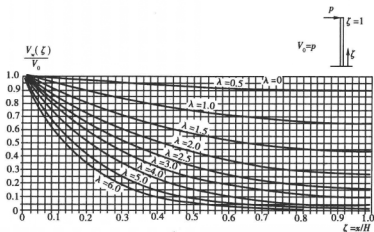


图 5-12 集中荷载墙剪力系数

5.2.3 剪力墙和框架柱内力计算

当求得总剪力墙和总框架的内力后,总剪力墙的内力 M_w 、 V_w 按各片剪力墙的等效抗弯刚度分配给每一片剪力墙;总框架的总剪力 V_F 按各榀框架的抗侧刚度分配给每一榀框架,进而按框架各柱的 D 值分配给各柱。然后分别求出各片剪力墙和各框架柱的内力。在计算各剪力墙所分配的内力时,可取各层楼板标高处的 M 、 V 作为设计内力,对于框架柱,应取各柱反弯点位置的坐标计算 V_F ,但因计算过繁,故可近似取各层柱的中点作为反弯点位置,用各楼层上、下两层楼板标高处的柱剪力的平均值,作为该层柱子中点处的剪力。柱子剪力求出后,则不难求出各杆件内力。

5.3 刚结体系协同工作计算

5.3.1 刚结连杆杆端约束弯矩

在框-剪结构铰结体系中,连杆对墙肢没有约束作用,当剪力墙和框架之间的连梁线刚度较大时,需考虑连梁端对剪力墙转动约束的影响,此时,框-剪的计算简图如图 5-13 所示的刚结体系。

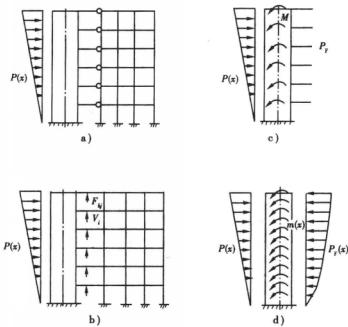


图 5-13 框架-剪力墙刚结体系计算简图

铰结体系与刚结体系的相同处是,总剪力墙与总框架通过连杆传递水平轴向力;不同之处是在刚结体系中,连杆对总剪力墙的弯曲有约束作用。在刚结体系中,将连杆切开后,连杆中除有轴力外,在连梁反弯点处还有剪力 V_l ,若将 V_l 移至剪力墙轴线上,将产生集中力矩 M_l ,再

将 M_i 化为分布的线力矩 $m(x)$ 。由图可见,刚结体系与铰结体系相比,不同之处在于剪力墙上有连梁作用的约束弯矩 $m(x)$ 。

框-剪刚结体系的连梁有两种情况:一种是在墙肢与框架之间;另一种是在墙肢与墙肢之间。这两种情况都可以简化为带刚域的梁。利用壁式框架部分的知识,可有:

对于两端有刚域杆的约束弯矩系数如下式

$$\begin{aligned} m_{12} &= \frac{6EI(1+a-b)}{(1+\beta)(1-a-b)^3 l} \\ m_{21} &= \frac{6EI(1-a+b)}{(1+\beta)(1-a-b)^3 l} \\ \beta &= \frac{12\mu EI}{GA l^2} \end{aligned} \quad (5-31)$$

式中: β ——考虑连梁剪切变形影响的附加系数。

上式中,令 $b=0$,即得仅在左面有刚域的梁端约束弯矩系数

$$m_{12} = \frac{6EI(1+a)}{l(1+\beta)(1-a)^3} \quad (5-32)$$

另一端约束弯矩系数 m_{21} 也易求出,由于在刚结连杆的计算中不用,故予省略。

在实际工程中,按此法计算的连梁弯矩较大,梁配筋很多,为减少配筋,允许对梁弯矩进行塑性调幅。塑性调幅方法是降低连梁刚度,即乘以不小于 0.55 的刚度折减系数。有了梁端约束弯矩系数,即可求出梁端转角为 θ 时梁端约束弯矩

$$\begin{aligned} M_{12} &= m_{12}\theta \\ M_{21} &= m_{21}\theta \end{aligned} \quad (5-33)$$

上式给出的梁端约束弯矩为集中约束弯矩,为便于用微分方程求解,需简化为沿层高 h 均布的分布弯矩

$$m_i(x) = \frac{M_{abi}}{h} = \frac{m_{abi}}{h}\theta(x) \quad (5-34)$$

某一层内总约束弯矩为

$$m(x) = \sum_{i=1}^n m_i(x) = \sum_{i=1}^n \frac{m_{abi}}{h} \cdot \theta(x) \quad (5-35)$$

式中 n 为同一层内连杆总数, $\sum_{i=1}^n \frac{m_{abi}}{h}$ 为连杆总约束刚度, m_{ab} 中下标分别代表“1”或“2”。即当连梁两端与墙肢相连时, m_{ab} 是指 m_{12} 或 m_{21} 。

如果框架部分的层高及杆件截面沿结构高度不变化,则连梁的约束刚度是常数,但实际结构中各层的 m_{ab} 是不同的,这时应取各层约束刚度的加权平均值。

5.3.2 基本方程及求解

在刚结体系计算简图中,连梁线性约束弯矩在总剪力墙 x 高度的截面处产生的弯矩为

$$M_w = EI_w \frac{d^2 y}{dx^2} \quad (5-36)$$

$$V_w = -\frac{dM_w}{dx} + m(x) = -EI_w \frac{d^3 y}{dx^3} + m(x) \quad (5-37)$$

$$P_w = -\frac{dV_w}{dx} = -EI_w \frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{dm(x)}{dx} \quad (5-38)$$

由于总框架受力仍与铰结体系相同,可得微分方程如下:

$$\frac{d^4 y}{dx^4} - \frac{C_F + \sum \frac{m_{abi}}{h}}{EI_w} \cdot \frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{P(x)}{EI_w} \quad (5-39)$$

$$\text{令} \quad \lambda = H \sqrt{\frac{C_F + \sum \frac{m_{abi}}{h}}{EI_w}} \quad (5-40)$$

$$\text{则有} \quad \xi = x/H \quad \frac{d^4 y}{d\xi^4} - \lambda^2 \frac{d^2 y}{d\xi^2} = \frac{P(\xi)H^4}{EI_w} \quad (5-41)$$

5.3.3 有关问题说明

式(5-41)即刚结体系的微分方程,此式与铰结体系的微分方程(5-14)完全相同,故前面给出的铰结体系微分方程的解及图表,对刚结体系均可适用,但需注意以下区别:

① λ 值计算不同,刚结体系时采用式(5-40)。

②内力表达式不同。

在刚结体系中,由结构任意高度处水平方向力的平衡条件得出下列各式

$$V_p = V_w^I + m + V_F \quad (5-42)$$

$$V_F = m + V_F = V_p - V_w^I \quad (5-43)$$

$$V_w(\xi) = V_w^I(\xi) + m(\xi) \quad (5-44)$$

式中: V_p ——外荷载产生的总剪力;

V_w^I ——由铰结体系图表中查得的剪力墙剪力;

V_F ——由铰结体系图表中查得的框架剪力;

m ——连杆总约束弯矩;

\bar{V}_F ——框架广义剪力;

V_w ——刚结体系中总剪力墙总剪力。

刚结体系计算步骤如下:

①由刚结体系的 λ 值及 ξ 值,查表并计算确定 V_w^I 。

②据式(5-43)计算总框架广义剪力 \bar{V}_F 。

③将总框架广义剪力,按总框架抗侧刚度及总连梁约束刚度比例分配,得出框架总剪力及连梁总约束弯矩:

$$V_F = \frac{C_F}{C_F + \sum \frac{m_{abi}}{h}} \bar{V}_F \quad (5-45)$$

$$m = \frac{\sum \frac{m_{abi}}{h}}{C_F + \sum \frac{m_{abi}}{h}} \bar{V}_F \quad (5-46)$$

④由式(5-44)计算总剪力墙剪力 V_w 。

5.4 需注意的问题

5.4.1 λ 的定义及其影响

在框-剪结构中, λ 是刚度特征值, 其定义为框架抗推刚度 C_F (对刚结体系还应包括连梁的约束刚度) 与剪力墙抗弯刚度 EI_w 的比值。按式(5-46)求出的约束弯矩 m 是沿高度连续分布的。在计算刚结连梁内力时, 第一步应把各层高范围内的约束弯矩集中成弯矩 M 作用在连梁上, 第二步再根据刚结连梁的梁端刚度系数, 将 M 按比例分配给各连梁。如果第 i 层有 n 个刚结点, 即有 n 个梁端与墙肢相连, 则第 j 个梁端的弯矩为

$$M_{jab} = \frac{m_{jab}}{\sum_{j=1}^n m_{jab}} \cdot m_i \left(\frac{h_i + h_{i+1}}{2} \right) \quad (5-47)$$

由式(5-47)计算出的弯矩是连梁在剪力墙轴线处的弯矩, 而连梁的设计内力应取剪力墙边界处的值, 故还应将式(5-47)给出的弯矩换算到墙边界处, 如图 5-14 所示。

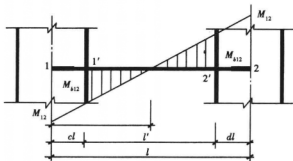


图 5-14 连梁弯矩

由比例关系可确定连梁设计弯矩

$$\begin{cases} M_{\delta 12} = \frac{x - cl}{x} M_{12} \\ M_{\delta 21} = \frac{L - x - dl}{x} M_{21} \end{cases} \quad (5-48)$$

式中:

$$x = \frac{m_{12}}{m_{12} + m_{21}} L \quad (5-49)$$

连梁剪力设计值可用连梁在墙边处的弯矩表示

$$V_{\delta} = \frac{M_{\delta 12} + M_{\delta 21}}{L'} \quad (5-50)$$

亦可用连梁在剪力墙轴线处的弯矩表示

$$V_{\delta} = \frac{M_{12} + M_{21}}{L} \quad (5-51)$$

式(5-50)与(5-51)是等价的。

当 C_F 很小时, λ 也较小, $\lambda = 0$ 时, 表示框架抗推刚度为零, 此时结构实为剪力墙结构。反之, 当 EI_w 很小, λ 则很大, 当 $\lambda = \infty$ 时, 表示剪力墙的抗弯刚度接近零, 此时结构实为框架结构。

(1) λ 对侧移的影响

图 5-15 为均布荷载下, λ 值不同时, 结构的位移曲线。

当 $\lambda < 1$ 时, 结构的侧移曲线呈弯曲型, 剪力墙起主要作用, 承担了大部分剪力; 当 $\lambda > 6$ 时, 结构侧移曲线呈剪切型, 框架承担大部分剪力; 当 $\lambda = 1 \sim 6$ 时, 结构侧移曲线呈上剪下弯的剪弯型, 侧移曲线形状为反 S 形。

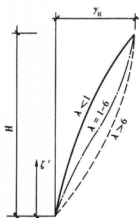


图 5-15 框剪结构变形曲线

(2) λ 对剪力分配的影响

图 5-16 为均布荷载下总框架和总剪力墙之间的剪力分配图。

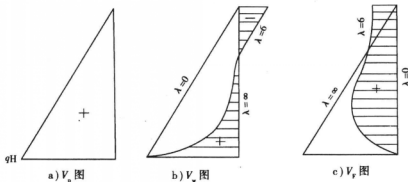


图 5-16 框剪结构剪力分配

从中可见, λ 很小时总剪力墙承担大部分剪力, $\lambda = 0$ 时总剪力墙承担全部剪力; λ 很大时总框架承担大部分剪力, $\lambda = \infty$ 时框架承担全部剪力。在 V_w 和 V_f 图中有斜线部分为 $\lambda = 6$ 时的剪力分配图, 从中可见, 总剪力墙在底部承受了大部分剪力, 在顶部出现负值。对于框架, 顶部承担了较大的正剪力, 在底部承担的剪力很小, 在高度方向, 最大剪力出现在 $\xi = 0.3 \sim 0.6$, 对框架起控制作用的是中部剪力值。

(3) λ 对荷载分配的影响

图 5-17 为均布荷载下,框-剪结构荷载分布的示意图。

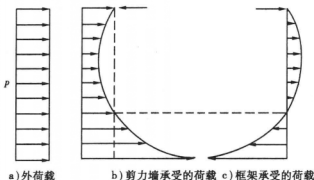


图 5-17 荷载分配示意图

由图 5-17 可见,剪力墙下部承受的荷载大于外荷载,到了上部,荷载逐渐减小,在顶部处于平衡,有反向集中力。对于框架,下部承担的荷载明显小于剪力墙承担的荷载,且与外荷载方向相反,越向上,框架承受的荷载逐渐变为与外荷载作用方向一致,框架顶部处于平衡,亦有集中力,与剪力墙上部集中力大小相等,方向相反。剪力墙承受的荷载与框架承受的荷载的代数和应等于外荷载值。总框架与总剪力墙之间的水平连续分布力(亦即总框架上的水平荷载),在结构上面几层为压力,在下部几层为拉力,这表明在上面几层框架帮助剪力墙,即框架阻止剪力墙向前变形,二者负担的水平荷载均小于外荷载。在下面几层,剪力墙帮助框架,由于框架将剪力墙向前拉,加重了剪力墙的负担,使剪力墙承担的荷载大于外荷载,而框架承担的荷载方向与外荷载反向。

5.4.2 控制截面位置

沿着竖向,剪力墙和框架之间水平力的分配比例 V_w/V_f 并非定值,它随楼层标高改变,亦与 λ 值有关,故而,框-剪结构中的框架受力情况与框架结构完全不同。在框架结构中,剪力分布是下大上小,顶部为零,控制截面在底部楼层。但是在框-剪结构中的框架,所受剪力是底部为零,控制截面大约在 $\xi = 0.6 \sim 0.3$,最大值位置随 λ 值增大而下移。

5.4.3 对楼板的要求、总连梁刚度折减

结构中的水平力通过楼板向各构件传递,所有结构的空間工作性能通过楼板保证,在框-剪结构中,楼盖的作用更为突出,框架部分与剪力墙部分的共同工作靠楼板来协同,只有无限刚的楼板才能有效控制框架部分和剪力墙部分,使二者统一“步伐”,共同工作,一致抵抗外荷载。

具体措施是,楼盖应尽量少开洞,开小洞,框-剪结构的楼盖应优先采用现浇楼盖。高度不超过 50m 时,除现浇楼盖外,亦可采用装配整体式楼面,或与框架梁、剪力墙有可靠连接的预制整间大楼板楼盖。

框架与剪力墙之间的连梁,由于一端连接剪力墙的墙肢,其刚度很大,另一端连接框架柱,刚度又很小。在水平力作用下,按弹性方法计算,它的弯矩和剪力过大,造成截面设计困难,配

筋不合理,施工不便,且设计时允许考虑这些梁首先进入塑性,因而,在计算中允许采用不小于0.55的刚度折减系数。

5.4.4 框架部分剪力调整

剪力墙的刚度大,承受了大部分水平力,在地震作用下,剪力墙会首先开裂,从而使刚度降低,致使一部分地震力向框架部分转移,框架部分受到的地震力会显著增加。此外,框-剪中的框架受力情况与框架结构不同,底部计算剪力接近零,故按计算剪力配筋不安全。

有鉴于此,对框架的剪力应予调整,使框架具有足够的抗震能力,使框架部分成为框-剪结构的第二道防线。

调整原则是: $V_F \geq 0.2V_0$ 的楼层可不调整,对于 $V_F < 0.2V_0$ 的楼层,应予增大。

调整方法:

① $V_F \geq 0.2V_0$ 的楼层不必调整, V_F 可按计算值采用。

② $V_F < 0.2V_0$ 的楼层,楼层剪力 V_F 应取下列两者中的较小值:

$$\begin{aligned} V_F &= 0.2V_0 \\ V_F &= 1.5V_{F\max} \end{aligned} \quad (5-52)$$

式中: V_0 ——地震力产生的基底剪力;

$V_{F\max}$ ——各层 V_F 中的最大值;

V_F ——框-剪协同工作分析所得的框架各层总剪力。

在各层框架总剪力调整后,按调整前后的比例调整柱和梁的剪力及端部弯矩,但柱轴向力不调整。

调整系数 η 取下列值中的较小值:

$$\begin{aligned} \eta &= 0.2 \frac{V_0}{V_F} \\ \eta &= 1.5 \frac{V_{F\max}}{V_F} \end{aligned}$$

式中: η ——本层框架剪力的放大系数。

用 η 乘本层柱的弯矩、剪力计算值,即得调整后的内力值。梁上、下两层的调整系数一般不同,可取上、下楼层的 η 平均值,用平均的 η 乘梁的弯矩和剪力,得调整后的内力。

5.4.5 侧移计算

地震时建筑物的破坏程度,主要取决于主体结构侧移的大小,侧移的计算应在内力分析之前进行,当侧移计算符合规范要求后,方可开始内力分析。

在框-剪结构中,由于剪力墙刚度远大于框架,故变形性质主要取决于剪力墙。在框-剪结构的侧移中,弯曲变形占70%以上。

为防止小震下的破坏,对于框-剪结构,必须进行小震下的弹性变形计算,按正常使用极限状态,考虑恒载、水平地震力、风荷载下的弹性变形,并服从《建筑设计统一标准》(GBJ68-84)。高度不超过150m的高层建筑,层间最大位移与层高之比不宜大于1/800。

5.4.6 合适墙量的判定

框-剪结构的墙量是一个重要问题,从抗震角度出发,剪力墙宜多设一些(但应注意,剪力

墙增多,结构的刚度也随之增大,周期缩短,地震作用随之加大,不仅使上部结构内力增大,亦会使基础设计难度加大,使上部结构及基础部分造价均加大)。但从整体考虑,对墙量应控制在合理范围内。

实际设计中,通过以下方面判定墙量的合理值:

①在满足侧移的前提下,墙量宜尽量小。可以以框-剪的允许侧移为已知条件,反推剪力墙的刚度,从而确定具体的墙量值。

②刚度特征值 λ 的合理值宜在 1.1 ~ 2.2。

③基本周期实测值大致在以下范围内:

$$T_1 = (0.06 \sim 0.08)n$$

式中: n ——结构层数。

④基底剪力大约在以下范围:

$$F_{Ek} \approx (0.03 \sim 0.06)G$$

讨 论

1. 框-剪结构设计中的重要问题是墙量,设计中应充分重视,应经过多种方法相比较而确定。

2. 现有几种方法初步确定的墙量一般偏大,具体设计中,应有所下调。

3. 框-剪结构在大震下的侧移计算,规范不要求,但笔者建议进行计算。

思 考 题

1. 何谓框-剪结构的协同工作?
2. 何谓框-剪结构中水平力分配的两个原则?
3. 框-剪结构的变形形状为何是反 S 形?
4. 框-剪结构的变形类型为何是弯剪型?
5. 框-剪结构的墙量如何确定?
6. 何谓刚度特征值 λ ? 它对哪些方面有影响?
7. 铰结体系和刚结体系在哪些方面存在不同?
8. 框-剪结构中的剪力墙与剪力墙结构中的剪力墙有何不同?
9. 为何要对框-剪结构中框架部分的计算剪力进行调整?
10. 框-剪结构中的框架部分与框架结构有何不同?

第 6 章

扭转近似计算

6.1 概 述

前面已介绍框架、剪力墙以及框架-剪力墙结构的内力计算,均是假设水平荷载合力作用线通过结构刚度中心情况下的计算,结构未产生扭转。这种情况只有在结构平面布置对称、规整、质量分布均匀时才能得以保证。当各层水平荷载合力中心与结构刚度中心不重合时,结构除发生平移外,还会出现扭转。图 6-1 所示为结构平面布置,虽然平面形状对称,水平荷载的合力通过结构质量中心 O_m 点,但抗侧力结构布置不对称,刚度中心 O_0 显然偏左下方,因而结构受扭。

在风载及地震作用下结构均可能受扭,在地震作用下,扭转常使结构遭受严重破坏。但是扭转作用无法精确计算,即使完全对称的结构,亦不可避免会受到扭转作用。实际上,任何高层建筑都不同程度地存在着扭转影响,理想的无扭转情况是不存在的。所谓“允许不计算扭转影响”,只是指结构比较对称、规则,水平荷载合力中心与结构的刚度中心的偏心距很小,水平荷载下结构扭转变形及其产生的受力影响较小,而在实际的结构设计中,将其忽略不计。

考虑扭转的计算方法,大致可分为两类:一是比较精确的空间分析方法;另一是简化近似计算方法,该方法的基本假设仍然是平面结构及楼板在平面内无限刚,一般先作平移下内力分析,然后考虑扭转作用对内力及位移作修正,本章将介绍这种方法。该方法概念清楚,计算简便,对比较规则的结构可取得较好效果。

在工程设计中,扭转问题要着重从设计方案、抗侧力结构布置或配筋构造、连接构造上综合考虑。一方面尽可能减少扭转,另一方面尽可能加强抗扭能力,以概念设计为主,而数值计算仅作为一种辅助手段。

6.2 抗侧刚度、刚度中心及扭转偏心距

6.2.1 水平力合力作用点

风荷载的水平力作用线即为其合力作用线。

等效地震作用的作用点与质量分布有关。将建筑平面分为若干单元,认为在每个单元中

质量均匀分布,每个单元有质量 m_i 及质心位置 (x_i, y_i) ,如图 6-1 所示。在参考坐标系 xOy 中确定质量中心 O_0 坐标 x_m, y_m ,计算时可用重量代替质量。

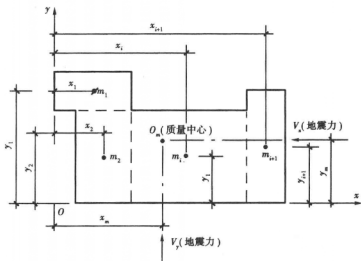


图 6-1 质心坐标

$$\left. \begin{aligned} x_m &= \sum x_i m_i / \sum m_i = \sum x_i w_i / \sum w_i \\ y_m &= \sum y_i m_i / \sum m_i = \sum y_i w_i / \sum w_i \end{aligned} \right\} \quad (6-1)$$

式中: m_i, w_i ——第 i 个面积单元的质量和重量;

x_i, y_i ——第 i 个面积单元的重心坐标。

6.2.2 抗侧刚度

抗侧刚度是指结构产生单位层间相对位移时所需的水平剪力,即

$$\left. \begin{aligned} D_{yij} &= V_{yij} / \Delta_{yij} \\ D_{xkj} &= V_{xkj} / \Delta_{xkj} \end{aligned} \right\} \quad (6-2)$$

式中: V_{yij} ——与 y 轴平行的第 i 片结构第 j 层剪力;

V_{xkj} ——与 x 轴平行的第 k 片结构第 j 层剪力;

$\Delta_{yij}, \Delta_{xkj}$ ——该结构在 y 方向和 x 方向第 j 层层间相对位移。

6.2.3 刚度中心(抗侧刚度中心)

刚度中心指各抗侧力结构抗侧移刚度中心。在一个结构单元中,若把每一榀抗侧力结构的抗侧刚度作为假想面积,求得假想面积的形心就是刚度中心。其计算方法与形心计算方法类似。

现在以图 6-2 的平面布置为例计算刚度中心。任选参考坐标 xOy ,与 y 轴平行的抗侧力单元以 $1, 2, \dots, i$ 系列编号,抗侧刚度为 D_{yij} ;与 x 轴平行的抗侧单元以 $1, 2, \dots, k$ 系列编号,抗侧刚度为 D_{xkj} 。则第 j 层刚度中心坐标分别为

$$\begin{aligned} x_{j0} &= \sum D_{yij} x_{ij} / \sum D_{yij} \\ y_{j0} &= \sum D_{xkj} x_{kj} / \sum D_{xkj} \end{aligned} \quad (6-3)$$

6.2.4 扭转偏心距

确定了水平力作用点和刚度中心后,二者的距离 e_{0x} 和 e_{0y} 就分别是 y 方向作用力 V_y 和 x 方向作用力 V_x 的计算偏心距,见图 6-2。

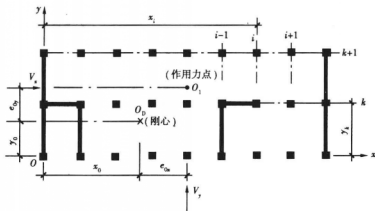


图 6-2 结构受扭

无抗震设防要求或设防烈度为 7 度及 8 度时,设计偏心距取计算偏心距,即 $e_x = e_{0x}$, $e_y = e_{0y}$ 。

设防烈度为 9 度时,设计偏心距按下列计算:

$$\begin{aligned} e_x &= e_{0x} + 0.05L_x \\ e_y &= e_{0y} + 0.05L_y \end{aligned} \quad (6-4)$$

式中: L_x 、 L_y 是与力作用方向相垂直的建筑物总长。

6.3 考虑扭转的剪力修正

6.3.1 考虑扭转作用时抗侧力结构的剪力

图 6-3a) 中的虚线表示结构某层平面在偏心的层剪力作用下发生的层间变形情况。层剪力 V_y 距刚心 O_D 为 e_x , 将 V_y 向刚心 O_D 平移, 然后附加扭矩 $M_t = V_y e_x$ 。在 V_y 及 M_t 共同作用下, 既有平移变形, 又有扭转变形。

把图 6-3a) 层间变形分解为图 6-3b) 和图 6-3c) 两种情况叠加。图 6-3b) 中结构只有相对层间平衡 Δ , 而图 6-3c) 中只有相对层间转角 θ 。由于假设楼板在自身平面内无限刚, 楼板上任意一点的位移都可用 Δ 及 θ 描述。但是, 又因为假设各抗侧力单元仅在自身平面内抵抗外力, 故计算时只需知道各片抗侧力单元在其自身平面方向的侧移。将坐标原点设在刚心 O_D 处, 并设坐标的正方向如图 6-3 所示, 规定与坐标轴正方向一致的位移为正, θ 角则以逆时针方

向为正,则各片结构位移可表示如下:

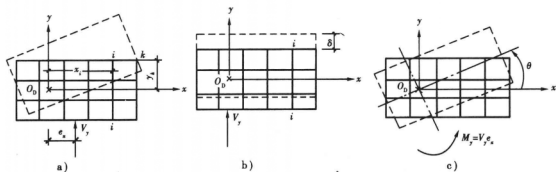


图6-3 结构平移及扭转变形

与 y 轴平行的第 i 片结构沿 y 方向层间位移为

$$\Delta_{yi} = \Delta + \theta x_i \quad (a)$$

与 x 轴平行的第 k 片结构沿 x 方向层间位移为

$$\Delta_{xk} = -\theta y_k \quad (b)$$

式中: x_i, y_k —— i 片及 k 片结构形心在 yO_0x 坐标系中的坐标值,为代数値。

由抗侧刚度定义,第 i 片和第 k 片抗侧力结构所承担的剪力分别为

$$V_{yi} = D_{yi} \Delta_{yi} = D_{yi} \cdot \Delta_{yi} + D_{yi} \cdot \theta x_i \quad (c)$$

$$V_{xk} = D_{xk} \Delta_{xk} = -D_{xk} \theta y_k \quad (d)$$

由平衡条件 $\sum Y = 0$ 及 $\sum M = 0$,可得

$$V_y = \sum V_{yi} = \Delta \cdot \sum D_{yi} + \theta \sum D_{yi} \cdot x_i \quad (e)$$

$$V_y e_x = \sum V_{yi} x_i - \sum V_{xk} \cdot y_k = \Delta \cdot \sum D_{yi} \cdot x_i + \theta \sum D_{yi} \cdot x_i^2 + \theta \sum D_{xk} \cdot y_k^2 \quad (f)$$

式(f)中第二项取负号的原因是:按图6-3所设的坐标系,当 V_{xk} 与 y_k 均为正时,产生顺时针方向力矩,由力矩符号规定,因此第二项取负号。

因为 O_0 是刚度中心,现在取其为原点,根据刚度中心的定义有

$$\sum D_{yi} x_i = 0 \quad (g)$$

分别代入式(e)、(f),移项后得

$$\Delta = V_y / \sum D_{yi} \quad (6-5)$$

$$\theta = \frac{V_y e_x}{\sum D_{yi} x_i^2 + \sum D_{xk} y_k^2} \quad (6-6)$$

式(6-5)是平移时力和位移关系, $\sum D_{yi}$ 为结构在 y 方向总抗侧刚度。式(6-6)是扭转时扭矩与转角关系,分母 $\sum D_{yi} x_i^2 + \sum D_{xk} y_k^2$ 称为结构的抗扭刚度。

将 Δ 和 θ 代入式(c)、(d),整理得

$$V_{yi} = \frac{D_{yi}}{\sum D_{yi}} V_y + \frac{D_{yi} \cdot x_i}{\sum D_{yi} x_i^2 + \sum D_{xk} y_k^2} V_y e_x \quad (h)$$

$$V_{sk} = - \frac{D_{sk}y_k}{\sum D_{yi}x_i^2 + \sum D_{sk}y_k^2} V_y e_x \quad (i)$$

同理,当 x 方向作用有偏心剪力 V_x 时,在 V_x 和扭矩 $V_x \cdot e_y$ 作用下也可推得类似公式

$$V_{sk} = \frac{D_{sk}}{\sum D_{sk}} V_x + \frac{D_{sk}y_k}{\sum D_{yi}x_i^2 + \sum D_{sk}y_k^2} V_x e_y \quad (j)$$

$$V_{yi} = - \frac{D_{yi}x_i}{\sum D_{yi}x_i^2 + \sum D_{sk}y_k^2} V_x e_y \quad (k)$$

以上4式即为在 x 和 y 方向作用偏心层剪力时,各片抗侧力结构所分担的层剪力计算公式。这些公式说明,无论在哪个方向水平荷载有偏心而引起结构扭转时,两个方向的抗侧力结构都能参加抵抗扭矩,但是平移变形时,与力作用方向垂直的抗侧力结构不起作用(这是由平面结构假定导致的必然结果)。

6.3.2 扭转作用的剪力修正系数 α

从抗侧力单元中构件设计角度看, y 方向水平荷载作用下的 V_{yi} 值比 x 方向水平荷载作用下的 V_{yi} 值大,即式(h)中 V_{yi} 值包含了平移和扭转两部分,因此应用(h)式得到了内力设计与 y 轴平行的这些抗侧力单元。同理,在设计与 x 轴平行的抗侧力单元时,应当用式(j)求出 V_{sk} 。式(i)求出的 V_{sk} 和式(k)求出的 V_{yi} 都不是设计构件的控制内力。

将式(h)及式(j)改写成

$$V_{yi} = \left(1 + \frac{e_x x_i \sum D_{yi}}{\sum D_{yi}x_i^2 + \sum D_{sk}y_k^2} \right) \frac{D_{yi}}{\sum D_{yi}} V_x \quad (6-7)$$

$$V_{sk} = \left(1 + \frac{e_y y_k \sum D_{sk}}{\sum D_{yi}x_i^2 + \sum D_{sk}y_k^2} \right) \frac{D_{sk}}{\sum D_{sk}} V_x \quad (6-8)$$

简写成

$$V_{yi} = \alpha_{yi} \frac{D_{yi}}{\sum D_{yi}} V_y \quad (6-9)$$

$$V_{sk} = \alpha_{sk} \frac{D_{sk}}{\sum D_{sk}} V_x \quad (6-10)$$

上式说明,在考虑扭转以后,某个抗侧力单元的剪力,可以用平均分配到的剪力乘以剪力修正系数得到,剪力修正系数为

$$\alpha_{yi} = 1 + \frac{e_x x_i \sum D_{yi}}{\sum D_{yi}x_i^2 + \sum D_{sk}y_k^2} \quad (6-11)$$

$$\alpha_{sk} = 1 + \frac{e_y y_k \sum D_{sk}}{\sum D_{yi}x_i^2 + \sum D_{sk}y_k^2} \quad (6-12)$$

讨 论

1. 在同一结构中,各片抗侧力单元的扭转修正系数 α 大小不一。即 α 可能大于1,也可能小于1。当某片抗侧力结构的 $\alpha > 1$ 时,表示它的剪力在考虑扭转以后将增大;当 $\alpha < 1$ 时,表示考虑扭转后该单元剪力将减少。因此,只需计算 $\alpha > 1$ 的情况。一般情况下,离刚心越远的抗侧力结构,剪力修正也愈多。

2. 在扭转作用下,各片抗侧力结构的层间变形也不相同,距刚心最远的结构边缘抗侧力单元的侧移及层间变形最大。在结构设计时应注意扭转引起的附加变形不应太大。

3. 抗扭刚度由 $\sum D_{ji}x_i^2$ 及 $\sum D_{ik}y_k^2$ 之和组成,也就是说,结构中纵向和横向抗侧力结构共同抵抗扭矩。距离刚心愈远的抗侧力单元对抗扭刚度作用愈大。

因此,如果能把抗侧刚度较大的剪力墙放在离刚心远一点的地方,抗扭效果较好。此外,如果能把结构布置成正方形或圆形,那么能较充分地发挥全部抗侧力结构的抗扭效果。

4. 在框架、剪力墙及框架-剪力墙结构中都可使用式(6-11)和(6-12)计算扭转修正系数,近似计算扭转作用下的剪力。但是,在剪力墙结构或框架结构中,必须首先进行水平荷载作用下的平移变形计算。由式(6-2)算得剪力墙结构刚度后,才能计算扭转时剪力修正系数。

5. 在上、下刚度不均匀变化的结构中,各层刚心并不在同一根竖轴上,有时刚心位置相差较大。因此各层结构的偏心距和扭矩都会改变,各层结构扭转时剪力修正系数也会改变,应分别计算。

思 考 题

1. 在什么情况下,结构承受水平荷载不会产生扭转?当结构产生扭转时如何分析计算?
2. 什么是质量中心?风荷载的合力作用点与质心有什么区别?如何求质心和风荷载合力点?
3. 什么是刚度中心?怎样用近似方法求框架结构、剪力墙结构和框架-剪力墙结构的刚度中心?各层刚心是否在同一竖轴上?什么时候会发生变化?
4. 结构设计时应采取什么措施减少扭转的不利影响?
5. 扭转修正系数 α 的物理意义是什么?为什么各片抗侧力结构 α 值不同?什么情况下 α 大于1,什么情况下 α 等于1或者小于1?

第7章

框架结构构件设计

在内力求出以后,对于钢筋混凝土框架而言,其主要构件——梁、柱及梁柱连接节点的配筋设计方法及构造要求是基本相同的。这里着重介绍在多层钢筋混凝土框架中,如何确定各构件的设计内力、截面设计及构件配筋构造的要求。

7.1 内力组合

7.1.1 控制截面

控制截面通常是内力最大的截面,但是不同的内力(如弯矩、剪力)并不一定在同一截面达到最大值,因此一个构件可能同时有几个控制截面。

(1) 梁的控制截面

框架横梁两端支座截面常常是最大负弯矩及最大剪力作用处,在水平荷载作用处,端截面

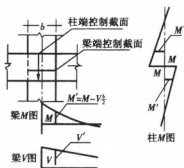


图 7-1 梁、柱端控制截面及内力

还有正弯矩。而跨中控制截面常常是最大正弯矩作用处。由于内力分析结果都是轴线位置处的梁的弯矩及剪力,因而在组合前应该经过换算求得柱端截面的弯矩和剪力,见图 7-1。

(2) 柱的控制截面

根据弯矩图可知,弯矩最大值在柱两端,剪力和轴力值在同一楼层内变化很小。因此,柱的设计控制截面为上、下两个端截面。注意,在轴线处的计算内力也要换算为梁上、下边缘处的柱截面内力,见图 7-1。应选择正弯矩或负弯矩中绝对值最大的弯矩进行截面配筋,因为

为柱子多数都设计成对称配筋。由以上分析可知,柱子弯矩和轴力组合要考虑下述 4 种可能情况:

- ① $|M|_{\max}$ 及相应的 N 、 V ;
- ② N_{\max} 及相应的 M 、 V ;
- ③ N_{\min} 及相应的 M 、 V ;
- ④ $|M|$ 比较大(不是最大),但 N 比较小或 N 比较大(不是最小或最大)。

为了验算斜截面承载力,柱子还要组合最大剪力 V_{\max} 。

7.1.2 荷载效应组合

一般用途的多高层建筑结构承受的竖向荷载有结构、填充墙、装修等自重(永久荷载)和楼面使用荷载、雪荷载等(可变荷载),水平荷载有风荷载及地震作用。各种荷载可能同时出现在结构上,但是出现的概率不同。按照概率统计和可靠度理论把各种荷载效应按一定规律加以组合,就是荷载效应组合。

根据我国《高层规程》的规定,非震区多高层建筑荷载效应组合的表达式是

$$S = \gamma_G G_K + \gamma_{Q1} C_{Q1} Q_{1K} + \psi_w \gamma_w C_w W_K \quad (7-1)$$

式中: S ——无地震作用时的荷载效应组合的设计值;

$G_K G_K$ ——永久荷载的荷载效应标准值;

$C_{Q1} Q_{1K}$ ——使用荷载的荷载效应标准值;

$C_w W_K$ ——风荷载的荷载效应标准值;

$\gamma_G, \gamma_{Q1}, \gamma_w$ ——分别相应于上列各荷载效应的分项系数;

ψ_w ——风荷载组合系数,在高层建筑中,取 $\psi_w = 1.0$ 。

震区荷载效应组合式:

$$S = \gamma_G C_G G_E + \gamma_{Eh} C_{Eh} F_{EK} + \gamma_{Ev} C_{Ev} f_{EvK} + \psi_w \gamma_w C_w W_K \quad (7-2)$$

式中: S ——抗震时荷载效应组合的设计值;

$C_G G_E$ ——重力荷载代表值产生的荷载效应标准值。重力荷载代表值包括下列荷载:100%自重标准值,50%雪荷载标准值,50%~80%楼面活荷载(在书库及档案库中取80%楼面活荷载);

$C_{Eh} F_{EK}, C_{Ev} f_{EvK}$ ——水平地震作用及竖向地震作用荷载效应标准值;

$C_w W_K$ ——风荷载的荷载效应标准值;

$\gamma_G, \gamma_{Eh}, \gamma_{Ev}, \gamma_w$ ——分别相应于上列各荷载效应的分项系数;

ψ_w ——风荷载组合系数。

与一般结构设计相同,多层和高层建筑设计应当保证在荷载作用下结构有足够的承载能力及刚度,能保证结构的安全和正常使用。

在使用荷载及风荷载作用下,结构应处于弹性阶段或仅有微小的裂缝出现。结构应满足承载能力及限制侧向位移的要求。

在地震作用下,结构用两阶段设计方法,要求达到三水准目标。在第一阶段设计中,除要满足承载力及侧向位移限制要求,还要满足延性要求。延性要求通过采取一系列抗震措施来实现。在某些情况下,要求进行第二阶段验算,即进行罕遇地震作用下的计算,以满足弹塑性层间变形的限值要求。

按极限状态设计的要求,承载力验算的一般表达式为

无地震作用组合时

$$\gamma_0 S \leq R \quad (7-3)$$

有地震作用组合时

$$S_E \leq \frac{R_E}{\gamma_{RE}} \quad (7-4)$$

式中: S ——按式(7-1)定义的荷载效应组合得到的内力;

R ——无地震作用组合时构件的承载能力；
 S_E ——按式(7-2)定义的荷载效应组合得到的内力；
 R_E ——地震作用组合时构件的承载能力；
 γ_{RE} ——承载力抗震调整系数，见表 7-1。

表 7-1 承载力抗震调整系数

构件类别	梁	轴压比小于 0.15 的柱	轴压比不小于 0.15 的柱	剪力墙		各类构件	节点
受力状态	受弯	偏压	偏压	偏压	局部承压	受剪、偏拉	受剪
γ_{RE}	0.75	0.75	0.80	0.85	1.0	0.85	0.85

7.1.3 最不利内力组合

一般用途的多高层建筑，其荷载效应组合应考虑表 7-2 中所列各种情况。

表 7-2 荷载效应组合情况及系数

类型	序号	组 合 情 况	竖向荷载		水平地震作用	竖向地震作用	风 荷 载		说 明
			γ_G	γ_Q	γ_{Eh}	γ_{Ev}	γ_w	ψ_w	
无作 地震 作用	1	只考虑竖向荷载	1.2	1.4			0	0	
	2	竖向荷载及风荷载	1.2	1.4			1.4	1.0	
有 地 震 作 用	3	重力荷载及水平地震	1.20		1.30	0	0	0	
	4	重力荷载、水平地震及风荷载	1.20		1.30	0	1.40	0.2	60m 以上高层建筑
	5	重力荷载及竖向地震	1.20		0	1.30	0	0	9 度设防高层建筑，8 度及 9 度设防的大跨及悬臂构件
	6	重力荷载、水平地震及竖向地震	1.20		1.30	0.50	0	0	
	7	重力荷载、水平地震、竖向地震及风荷载	1.20		1.30	0.50	1.40	0.2	60m 以上高层建筑，其余同上

第 1 种组合通常只有在多层建筑中才可能成为不利组合；高层建筑的基本组合情况是 2、3、4 三种情况；在 9 度设防区才考虑 5、6、7 三种情况。

在手算内力组合时，一般都通过表格进行，见表 7-3。内力组合的步骤是：

- ①恒载、活载、风载及地震等效荷载都分别按各自规律布置，进行内力分析；
- ②取出各个构件的控制截面内力，经过内力调整后填入表内；
- ③根据本建筑物的具体情况由表 7-2 中选出本结构可能出现的若干组组合。将各内力分别乘以相应的荷载分项系数 γ 及组合系数 ψ ；

④按照不利内力的要求分组叠加内力；

⑤在若干组不利内力中选取最不利内力作为构件截面的设计内力。有时要通过试算才能找到哪组内力得到的配筋最大。

7.1.4 竖向荷载最不利布置

①恒载 恒载是长期作用在结构上的重力荷载,因此要按实际情况全部作用在结构上计算构件内力,如图7-2所示。

②活载 活载是指暂时作用的竖向荷载,应按最不利的方式布置荷载。例如图7-3中,活荷载不利布置的情况甚为复杂,这将大大增加内力计算工作量。在高层民用建筑中,活荷载仅为 $1.5 \sim 2.5 \text{ kN/m}^2$,与恒载及水平荷载产生的内力相比,它产生的内力比较小,因此可以不考虑活载的不利布置,而采用与恒载相同的满布方式作内力计算,为了安全起见,可以把框架梁的跨中弯矩乘以 $1.1 \sim 1.2$ 的放大系数。但在储藏室、书库或其他有很重使用荷载的结构中,各截面的内力仍应按不同的不利荷载计算。

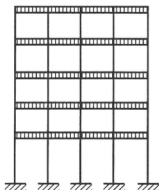


图 7-2 恒载布置

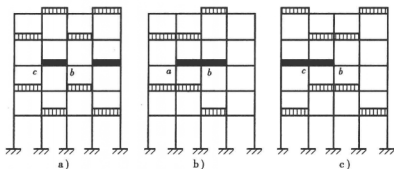


图 7-3 梁的活载不利布置

7.1.5 梁端弯矩调幅

框架梁端出现塑性铰后,可考虑塑性内力重分布。为保证梁端的延性和便于施工,设计时允许进行弯矩调幅,降低负弯矩,以减少配筋面积。

对于现浇框架,支座弯矩调幅系数为 $0.8 \sim 0.9$ 。

对于装配整体式框架,由于钢筋焊接或接缝不密实等原因,节点可能产生变形。支座弯矩调幅系数可采用 $0.7 \sim 0.8$ 。

支座弯矩降低以后,经过塑性内力重分配,跨中弯矩将增大,如图7-4所示,跨中弯矩可乘以 $1.1 \sim 1.2$ 增大系数。调幅以后的各弯矩必须满足图7-4中要求。

塑性调幅主要是在竖向荷载作用下的内力调整,因此,要在组合前进行调幅,然后才和水平荷载作用下内力进行组合。

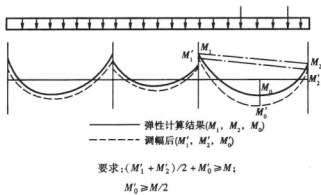


图 7-4 框架梁塑性调幅

例 7-1 某三跨六层框架如图 7-5 所示。在竖向荷载下采用分层法计算内力,在水平荷载作用下用 D 值法计算内力,内力计算过程从略。此处给出三层梁内力及二层柱内力组合过程及结果,见表 7-3 及表 7-4。

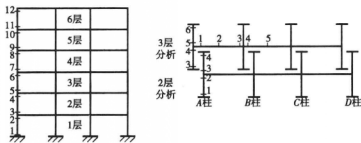


图 7-5

三层梁的控制截面为 1、2、3、4、5 五个截面(图 7-5),表 7-3 中所给竖向荷载下弯矩已经经过塑性调幅(调幅系数取 0.8),跨中弯矩也已按要求加大,所有弯矩及剪力值都已换算到梁端截面。组合结果为⑤、⑥、⑦三栏。

二层柱的控制截面为图 7-5 中 3、4 截面。按分层法计算竖向荷载下内力时,二层及三层分析所得内力相加后(图 7-5),才得到 M_3 及 M_4 ,即表 7-4 中所给值。第③栏中给出上层竖向活荷载传来的轴力 N ,组合时可以加入,也可以不加入。内力组合只组合了 N_{\max} 相应的 M, N_{\min} 相应的 M ,较大的 M 相应较小的 N 三种不利内力,因为 M_{\max} 相应的 N 与上述情况数值重复。




组合的结果,每个截面都有好几组内力,应选择最不利内力,得到截面的最大配筋。在抗震结构中,有时可能选用不包括地震作用的组合内力作配筋计算,此时,应按无地震荷载组合的强度计算公式(7-3)计算配筋。

表 7-3 三层梁内力组合

荷载类型	截面号	1		2	3		4		5
		M	V	M	M	V	M	V	M
恒载	 ①	-26.19 (-31.4) 36.6 (43.9)		32.79 (39.43)	-46.56 (-55.87) -42.42 (-50.9)		-41.22 (-49.46) 33.9 (40.68)		9.6 (11.52)
竖向活荷载	 ②	-8.73 (-10.14) 12.2 (14.64)		10.93 (13.11)	-15.52 (-18.62) -14.14 (-16.97)		-13.74 (-16.49) 11.3 (13.56)		3.2 (3.84)
风荷载	 ③	±15.1 (±21.14) ±2.7 (±3.78)		±0.5 (±0.7)	±12.3 (±17.22) ±2.7 (±3.78)		±6.8 (±9.52) 0		0
地震荷载	 ④	±26.85 (±34.9) ±5.1 (±6.63)		±1.67 (±2.17)	±24.1 (±31.33) ±5.1 (±6.63)		±10.38 (±13.49) ±3.46 (±4.5)		0
内力组合	竖向荷载 ①×1.2+②×1.4 ①用()中的值*	-43.65 61.0		54.65	-77.6 -70.0		-68.7 56.5		16.1
	竖向荷载+风荷载 ①×1.2+②×1.4+ ③×1.4 ①、③用()中的值*	⑥ 所有内力均小于下一组组合,不必进行计算							
	重力荷载+水平荷载 ①×1.2+②×0.5×1.2+ ④×1.3 用()中的值*	-71.37 -1.57 57.85		48.06	-96.15 -66.01		-71.20 51.96		13.44

* ①、②项中()中数值为乘分项系数 $\gamma_Q = 1.2$ 之值,③项中()中数值为乘分项系数 $\gamma_w = 1.4$ 之值,④项中()中数值为乘 $\gamma_E = 1.3$ 之值。

表 7-4 二层柱内力组合

截面内力 荷载类型			A 柱(D 柱)				B 柱(C 柱)			
			M_3	M_4	N	V	M_3	M_4	N	V
恒载		①	12.52 (15.02) 10.56 (12.67)		83.1 (99.72) 7.7 (9.32)		-5.35 (-6.42) -4.49 (-5.39)		83.26 (99.91) 3.28 (3.93)	
竖向活荷载		②	6.11 (7.33) 6.02 (7.22)		12.25 (14.7) 4.04 (4.85)		-1.23 (-1.48) -1.21 (-1.45)		13.1 (15.27) 0.81 (0.98)	
	上层传来	③	/ /		25.2 (30.2) /		/ /		25.2 (30.2) /	
地震荷载		④	± 11.9 (± 15.47) ± 11.05 (± 14.37)		± 4.2 (± 5.46) ± 7.65 (± 9.9)		± 8.68 (± 11.28) ± 8.68 (± 11.28)		± 1.1 (± 1.43) ± 5.79 (± 7.52)	
内 力 组 合	竖向荷载 ① $\times 1.2$ + ② $\times 1.4$	⑤	N_{\max} ① + ② + ③	23.57	147.1	-8.14	148.5			
			M ① + ② + ③	21.10	/	-7.10	/			
			N_{\min} ①	15.02	99.72	-6.42	99.91			
			M ①	12.67	/	-5.39	/			
	重力荷载 + 水平地震 (① + ② $\times 0.5$) $\times 1.2$ + ④ $\times 1.3$	⑥	N ① + ②	23.57	116.9	-8.14	118.25			
			M ① + ②	21.10	/	-7.10	/			
			V_{\max} ① + ②	/	/	/	/			
				/	14.89	/	/			5.06
			N_{\max} ① + ② + ③ + ④	34.15	127.63	-18.16	124.30			
			M ① + ② + ③ + ④	30.65	/	-17.40	/			
			N_{\min} ① + ④	30.49	105.18	-17.7	101.34			
			M ① + ④	27.04	/	-16.67	/			
			N ① + ② + ④	34.15	112.53	-18.16	109.20			
			M ① + ② + ④	30.65	/	-17.40	/			
			V_{\max} ① + ② + ④	/	/	/	/			11.94

7.2 延性框架

7.2.1 强柱弱梁

在地震作用下,框架中塑性铰可能出现在梁上,也可能出现在柱上,但是不允许在梁的跨中出铰。梁的跨中出铰将导致局部破坏。在梁端和柱端的塑性铰都必须具有延性。这样才能使结构在形成机构之前,结构可以抵抗外荷载并具有延性,见图 7-6。

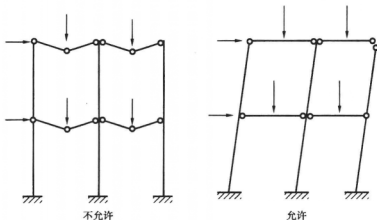


图 7-6 框架塑性铰

在随机的地震作用下,对某个构件的延性比要求很难定量,但是,根据大量计算及试验分析研究,可找到某些规律:

①当梁相对较弱、柱相对较强时,大部分铰出在梁端,柱内塑性铰数量减少。而且,柱相对较强时,对梁的延性比要求增加,对柱的延性比要求降低。

②当柱相对较弱时,柱中塑性铰数量增加,对其延性要求也会增至较高数值。

③当梁较强时,柱中轴力增大,会减小柱的延性。

通过分析,并考虑到以下一些原因,延性框架要求设计成强柱弱梁型。

①塑性铰出现在梁端,不易形成破坏机构,可能出现的塑性铰数量多,耗能部位分散。图 7-7a) 是所有梁端都有塑性铰的理想情况,只要柱脚处不出现铰,结构不会形成机构。

②塑性铰出现在柱上,结构很容易形成机构。例如,图 7-7b) 是典型的出现软弱层的情况。此时,塑性铰数量虽少,但该层已形成机构, $P-\Delta$ 效应增大,楼层可能倒塌。

③柱通常都承受较大轴力,在高轴压下,钢筋混凝土柱很难具有高延性性能。而梁是受弯构件,比较容易实现高延性比要求。

④柱是主要承重构件,出现较大的塑性变形后难于修复,柱子破坏可能引起整个结构倒塌。

在震害调查中,也发现了由于强梁弱柱引起的结构震害比较严重这一规律。1976 年唐山地震以后,石油规划设计院曾对 48 幢框架结构作了调查统计,发现凡是具有现浇楼板的框架,

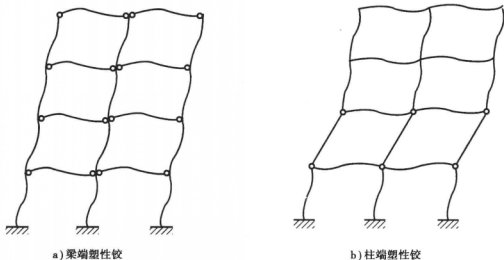


图 7-7 框架柱中塑性铰部位

由于现浇楼板大大加强了梁的强度和刚度,地震破坏都发生在柱中,破坏较严重;凡是没有楼板的构架式框架,裂缝出在梁中,破坏较轻。

所谓强柱弱梁型框架是指:要使梁中的塑性铰先出、多出,尽量减少或推迟柱中塑性铰的出现,特别是要避免在同一层各柱的两端都出塑性铰,即避免软弱层。

要使梁端塑性铰先于柱端铰出现,则应适当提高柱端截面配筋,使柱的相对强度大于梁的相对强度,要求在同一个节点周围的梁柱满足

$$\frac{M_{cu}}{M_e} > \frac{M_{bu}}{M_b} \quad (7-5)$$

式中, M_e 、 M_b 为在外荷载作用下的柱端和梁端弯矩; M_{cu} 和 M_{bu} 为柱、梁配筋后的抵抗弯矩。试验证明,楼板对梁的抵抗弯矩有很大影响,在考虑强柱弱梁的设计中,应当取一定宽度楼板作为翼缘,考虑楼板中钢筋对梁极限抗弯承载力的影响。详见 7.4 节。

应当特别提出的是,为保证实现强柱弱梁的延性框架设计,除了上述截面配筋要求外,必须选择合适的结构方案和结构布置。例如框支剪力墙或上下层刚度突变的结构,不可避免软弱层。又如,当设计跨度很大的框架梁或由于其他要求(窗裙梁),可能造成梁断面过大、配筋很多的情况,除非把柱子断面加大,否则很难做到强柱弱梁。

7.2.2 强剪弱弯

通过试验及理论分析可知,钢筋混凝土构件的剪切破坏是脆性的,或者延性很小,因此,构件不能过早剪坏。对于梁、柱构件,要保证构件出现塑性铰而不过早剪坏,就要使构件抗弯承载力大于塑性铰抗弯承载力,为此要提高构件的抗剪承载力,即要求强剪弱弯。本章下两节介绍实现这一要求的具体措施。

7.2.3 强节弱杆

强节弱杆是要保证节点区不过早破坏,不在梁、柱塑性铰充分发挥作用前破坏。

反复荷载作用下的试验结果表明,节点的破坏状况较为复杂,但主要是因剪力和压力组合作用的结果。框架节点发生剪切脆性破坏,变形能力极小,节点核心区失效也意味着交会于节点的全部梁、柱失效。因此在设计延性框架时,除了保证梁、柱构件具有足够的承载力和延性以外,保证节点区的承载力,使之不过早破坏也是十分重要的。因为节点区破坏或者变形过大,梁、柱构件就不再形成抗侧力的框架结构了。

由震害调查可见,节点区的破坏大都是由于节点区无箍筋或少箍筋,在剪压作用下混凝土出现斜裂缝,然后挤压破碎,纵向钢筋压屈成灯笼状所致。保证节点区不发生剪切破坏的主要措施是通过抗剪验算,在节点区配置足够的箍筋,并保证混凝土的强度及密实性,实现强节点。详见 7.5 节。

7.2.4 强压弱拉

框架的杆件主要靠混凝土受压、钢筋受拉来平衡外力,但是混凝土和钢筋的力学性能相差很大,混凝土从受压到压碎,变形量很小,属脆性破坏;钢筋受拉从屈服到拉断,变形过程很长,延性良好。设计中应使拉区钢筋的屈服先于压区混凝土的破坏,以符合“强压弱拉”原则。“强压弱拉”可通过以下措施实现:

1) 控制轴压比

柱为压弯构件,轴力越小,延性越好。如果混凝土压坏,但钢筋不屈服,则发生脆性破坏(即延性很差),故而,为提高延性须限制轴压比。

2) 限制受拉配筋率

此外,鉴于框架底层柱底过早塑性屈服,影响框架塑性机制的发展。《抗震规范》规定,框架底层柱底的组合弯矩设计值应考虑效应调整,一级抗震等级乘以增大系数 1.5,二级乘 1.25。

7.3 框架梁抗震设计

在强柱弱梁结构中,由梁构件的延性提供框架的延性。因此,要求设计具有良好延性的框架梁。

梁的剪切破坏是脆性的,或延性很小。要防止梁在屈服之前出现剪切破坏,即要求强剪弱弯。

7.3.1 梁的抗弯配筋

梁的抗弯配筋数量将影响梁的塑性变形能力。

图 7-8 为一组钢筋混凝土梁的弯矩-曲率关系曲线。由图可见,配筋率较低的梁,延性好,配筋率增大时延性降低。

试验结果还表明,随着 ξ 值的减小,延性比较双曲线的规律增大。设计时,可根据所要求的延性,调整配筋以控制压区高度。由受弯构件极限状态平衡条件得到:

名义压区高度

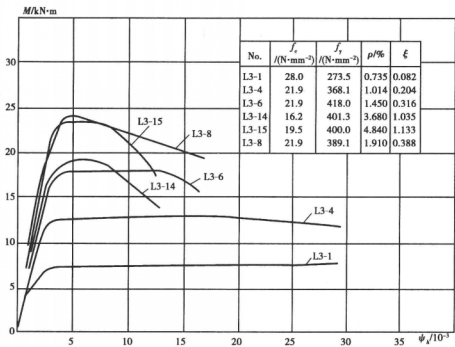


图 7-8 配筋率对梁率延性的影响

$$x/h_{b0} = (\rho - \rho') \frac{f_y}{f_{cm}}$$

(7-6)

不考虑地震作用时

$$M_{bmax} \leq (A_s - A'_s)f_y(h_{b0} - 0.5x) + A'_sf_y(h_{b0} - a')$$

(7-7)

考虑地震作用时

$$M_{bmax} \leq [(A_s - A'_s)f_y(h_{b0} - 0.5x) + A'_sf_y(h_{b0} - a')]/\gamma_{RE}$$

(7-8)

式中： A_s 、 A'_s ——构件截面受拉及受压钢筋面积；

ρ 、 ρ' ——受拉及受压钢筋配筋率；

f_y 、 f_{cm} ——钢筋抗拉强度设计值及混凝土弯曲抗压强度设计值；

γ_{RE} ——承载力抗震调整系数，由表 7-1 选用；

M_{bmax} ——由荷载效应组合得到的最大计算弯矩。

为避免设计超筋梁，不考虑地震作用时要求

$$x/h_{b0} \leq \xi_b$$

(7-9a)

$$\xi_b = \frac{x_b}{h_{b0}} = \frac{0.8}{1 + \frac{f_y}{0.003 3E_s}}$$

(7-9b)

式中， E_s 为钢筋弹性模量。同时，受拉钢筋最小配筋率为 0.25%（支座截面）及 0.20%（跨中截面）。

表 7-5 及表 7-5' 为 A 级、B 级高度的高层建筑结构抗震等级。

表 7-5 A 级高度的高层建筑结构抗震等级

结构类型			烈 度						
			6 度		7 度		8 度		9 度
框 架	高度/m		≤30	> 30	≤30	> 30	≤30	> 30	≤25
	框架		四	三	三	二	二	—	—
框架-剪力墙	高度/m		≤60	> 60	≤60	> 60	≤60	> 60	≤50
	框架		四	三	三	二	二	—	—
	剪力墙		三		二		—	—	—
剪力墙	高度/m		≤80	> 80	≤80	> 80	≤80	> 80	≤60
	剪力墙		四	三	三	二	二	—	—
框支剪力墙	非底部加强部位剪力墙		四	三	三	二	二	/	不应 采用
	底部加强部位剪力墙		三	二	二		—		
	框支框架		二		二	—	—		
筒体	框架-核心筒	框架	三		二		—		—
		核心筒	二		二		—		—
	核心筒	内筒	三		二		—		—
		外筒							
板柱-剪力墙	板柱的柱		三		二		—		不应 采用
	剪力墙		二		二		二		

注:①接近或等于高度分界时,应结合房屋不规则程度及场地、地基条件适当确定抗震等级;
 ②底部带转换层的筒体结构,其框支框架的抗震等级应按表中框支剪力墙结构的规定采用;
 ③板柱-剪力墙结构中框架的抗震等级应与表中“板柱的柱”相同。

表 7-5' B 级高度的高层建筑结构抗震等级

结 构 类 型			烈 度		
			6 度	7 度	8 度
框架-剪力墙	框架		二	一	一
	剪力墙		二	一	特一
剪力墙	剪力墙		二	一	一
框支剪力墙	非底部加强部位剪力墙		二	一	一
	底部加强部位剪力墙		一	一	特一
	框支框架		一	特一	特一
框架-核心筒	框架		二	一	一
	筒体		二	一	特一
筒中筒	外筒		二	一	特一
	内筒		二	一	特一

注:底部带转换层的筒体结构,其框支框架和底部加强部位筒体的抗震等级应按表中框支剪力墙结构的规定采用。

在地震作用下,为保证塑性铰的延性,设计时要求端部截面必须配置一定比例的受压钢筋(双筋截面),并控制名义压区高度如下:

一级抗震

$$\frac{x}{h_{b0}} \leq 0.25 \qquad \frac{A'_s}{A_s} \geq 0.5 \tag{7-10}$$

二、三级抗震

$$\frac{x}{h_{b0}} \leq 0.35 \qquad \frac{A'_s}{A_s} \geq 0.3 \tag{7-11}$$

同时,抗震结构中的梁应满足表 7-6 中最小配筋率的要求。

梁跨中截面受压区高度控制与非抗震设计时相同。

表 7-6 梁纵向受拉钢筋最小配筋百分率 $\rho_{\min}/\%$

抗震等级	位 置	
	支座(取较大值)	跨中(取较大值)
一级	0.40 和 $80f_t/f_y$	0.30 和 $65f_t/f_y$
二级	0.30 和 $65f_t/f_y$	0.25 和 $55f_t/f_y$
三、四级	0.25 和 $55f_t/f_y$	0.20 和 $45f_t/f_y$

7.3.2 梁的抗剪配筋

在反复荷载作用下,钢筋混凝土构件斜截面抗剪强度降低,因此在抗震设计和非抗震设计时抗剪承载力有所不同。抗剪承载力验算公式为

无地震作用组合时

$$V_b \leq 0.07f_c b_b h_{b0} + 1.5f_{yv} h_{b0} A_{sv}/S \tag{7-12}$$

有地震作用组合时

$$V_b \leq (0.056f_c b_b h_{b0} + 1.2f_{yv} h_{b0} A_{sv}/S)/\gamma_{RE} \tag{7-13}$$

式中: A_{sv} 、 S 、 f_{yv} ——箍筋面积、间距及箍筋抗拉设计强度;

V_b ——梁设计剪力。

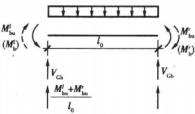


图 7-9 梁设计剪力

为了保证延性框架梁塑性铰区的强剪弱弯,1~3 级抗震时要根据梁的抗弯承载能力计算其设计剪力 V_b 。图 7-9 为梁的受力简图,当梁端弯矩已知时,由平衡条件可得支座截面的设计剪力。为了设计方便,在较低的抗震等级要求下,不用极限弯矩而用计算弯矩求 V_b 。

一级抗震

$$V_b = \frac{1.05}{\gamma_{RE}} \cdot \frac{M_{bu}^l + M_{bu}^r}{l_0} + V_{Gb} \tag{7-14}$$

二级抗震

$$V_b = 1.05 \frac{M_{bu}^l + M_{bu}^r}{l_0} + V_{Gb} \tag{7-15}$$

三级抗震

$$V_b = \frac{M'_b + M''_b}{l_0} + V_{Gb} \quad (7-16)$$

式中: M'_b 、 M''_b ——框架梁左、右端的极限抗弯承载力。要按梁的实际配筋计算。当一端取上部纵向钢筋受拉时,另一端取下部纵向钢筋受拉,且应找出如图中实线及虚线两种弯矩组合情况中的较大值。计算时取钢筋的标准抗拉强度 f_{yk} ,并可按下述简化公式计算 M_{bu} ,其中:

A'_s ——受拉钢筋实际配筋面积;

$h_0 - a'_s$ ——梁上部钢筋重心与梁下部配筋重心之间距离:

$$M_{bu} = A'_s f_{yk} (h_0 - a'_s) / \gamma_{RE} \quad (7-17)$$

M'_b 、 M''_b ——考虑地震作用组合时,框架梁左、右端弯矩设计值中的较大值。如果某一端不可能出现正弯矩,则令该端弯矩值为0;

V_{Gb} ——在与地震作用组合时的竖向荷载作用下,按简支梁计算的剪力;

式中系数是考虑到某些预见不到的因素可能使梁端弯矩增大而设的增大系数。

楼板中配筋会提高梁的抗弯承载力,也就会提高梁中剪力,因此在设计延性要求较高的框架梁时,要把楼板中部分钢筋面积计入梁纵向钢筋面积 A_s ,再行计算梁的极限抗弯承载力则更加安全。

在塑性铰区以外的各个梁截面,仍按照弹性计算所得的组合剪力,计算所需箍筋数量及间距。

7.3.3 梁最小截面尺寸及构造要求

当梁的截面尺寸太小或混凝土强度等级太低时,按抗剪承载力公式计算的箍筋数量会很多,配箍过多并不能充分发挥钢筋箍的作用。因此,在设计时要限制梁截面的平均剪应力,可有效地防止斜裂缝过早出现,减轻混凝土碎裂程度。

无地震作用组合时

$$V_b \leq 0.25 f_c b_b h_{b0} \quad (7-18)$$

有地震作用组合时

$$V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.2 f_c b_b h_{b0}) \quad (7-19)$$

当上式不满足时,可加宽梁的截面或者提高混凝土等级。 V_b 为剪力设计值,计算方法同公式(7-14)、(7-15)、(7-16)。

在延性框架要求强柱弱梁和强剪弱弯的情况下,不宜采用加大梁高度的做法。常常采用截面高宽比较小的扁梁。为了使梁中纵筋有效地锚固在梁、柱相交的核心区,梁宽度不宜超过柱宽;若超过时,每边超过宽度不应大于 $h_c/4$ 。 h_c 为与梁跨度方向相平行的柱截面高度。

按照强剪弱弯原则设计的箍筋主要配置在梁端塑性铰区,称为箍筋加密区。通过试验可知,箍筋加密区长度不得小于 $2h_b$ (一级抗震)、 $1.5h_b$ (二~四级抗震),同时也不得小于 500mm。

在塑性铰区,不仅有竖向裂缝,也有斜裂缝。在地震作用下,弯矩及剪力作用方向会改变,因而产生交叉斜裂缝,竖向弯曲裂缝也会贯通全截面,混凝土保护层可能脱落,混凝土的咬合作用会渐渐丧失,而主要依靠箍筋和纵向钢筋的销键作用以传递剪力,见图 7-10。这是十分不利的。加密箍筋可以起到约束混凝土的作用,防止混凝土过早破碎;钢筋还可以减少受压钢筋

的自由长度,减少压屈现象。因此,在箍筋加密区必须采取下列措施:

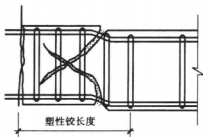


图 7-10 反复荷载作用下塑性铰区裂缝

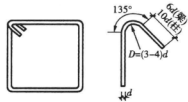


图 7-11 箍筋弯钩

- ①不能用弯起钢筋抗剪;
- ②钢箍数量除满足承载力计算要求外,钢箍最小直径和最大间距应满足表 7-7 的要求。
- ③钢箍必须做成封闭箍,加 135°弯钩,并要保证弯钩长度,见图 7-11。
- ④保证施工质量,使钢箍与纵筋贴紧,混凝土浇注应当密实。

表 7-7 梁端箍筋加密区的长度、箍筋最大间距和最小直径

抗震等级	加密区长度(取较大值)/mm	箍筋最大间距(取最小值)/mm	箍筋最小直径/mm
一	$2.0h_b, 500$	$h_b/4, 6d, 100$	10
二	$1.5h_b, 500$	$h_b/4, 8d, 100$	8
三	$1.5h_b, 500$	$h_b/4, 8d, 150$	8
四	$1.5h_b, 500$	$h_b/4, 8d, 150$	6

注: d 为纵向钢筋直径, h_b 为梁截面高度。

7.4 框架柱抗震设计

柱承受压、弯、剪的共同作用。为保证延性,首先要防止脆性的剪切破坏,还要避免几乎没有延性的小偏压破坏。

7.4.1 轴压比、剪跨比

(1) 轴压比

轴压比是指柱的轴向压应力与混凝土轴心抗压强度的比值,表示为

$$n = \frac{N}{f_c b_c h_c} \tag{7-20}$$

式中: N ——柱考虑地震作用组合轴力设计值;

f_c ——混凝土棱柱抗压强度设计值;

b_c, h_c ——柱截面宽和高。

轴压比是影响钢筋混凝土柱破坏形态和延性的一个重要参数。大量试验表明,随着轴压比的增大,柱的极限抗弯承载力提高,但极限变形能力、耗散地震能量的能力都降低,而且轴压

比对短柱的影响更大。试验表明:在长柱中,轴压比愈大,混凝土压区范围亦大,主筋压屈部位距柱端部愈远,有时会出现剪切受压破坏,柱延性减小;在短柱中,轴压比加大也会改变柱的破坏形态。

在结构抗震设计中,为了保证框架柱的延性,应当配置足够数量的钢箍,并控制轴压比。由于短柱受力更为不利,设计短柱时,对其要求往往更加严格。

(2) 剪跨比

剪跨比是反映柱截面所承受的弯矩与剪力相对大小的一个参数,表示为

$$\lambda = \frac{M}{Vh_c} \quad (7-21)$$

式中: M 、 V ——柱端部截面的弯矩和剪力;

h_c ——柱截面高度。

剪跨比是影响钢筋混凝土柱破坏形态的重要因素。剪跨比较小的柱子会出现斜裂缝而导致剪切破坏。由试验研究成果,可得如下规律:

剪跨比 $\lambda > 2$ 时,称为长柱,多数发生弯曲破坏。

剪跨比 $1.5 \leq \lambda \leq 2$ 时,称为短柱,多数出现剪切破坏。当提高混凝土强度或配有足够的钢箍时,可能出现具有一定延性的剪压破坏。

剪跨比 $\lambda < 1.5$ 时,称为极短柱,一般发生脆性的剪切斜拉破坏,抗震性能不好。设计时应当尽量避免这种极短柱,否则需要采取特殊措施,慎重设计。

7.4.2 抗弯计算

柱按压弯构件计算抗弯承载力,配置纵向抗弯钢筋。抗震设计时的承载力计算公式与非抗震设计时相同,仅需考虑承载力抗震调整系数,按式(7-4)计算。

在对称配筋的矩形截面柱中,计算公式如下:

无地震作用组合时

$$x = \frac{N}{f_{cm} b_c} \quad (7-22a)$$

$$N_e \leq f_{cm} b_c x \left(h_{c0} - \frac{x}{2} \right) + f_y A'_s (h_{c0} - a') \quad (7-22b)$$

有地震作用组合时

$$x = \frac{\gamma_{RE} N}{f_{cm} b_c} \quad (7-23a)$$

$$N_e \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[f_{cm} b_c x \left(h_{c0} - \frac{x}{2} \right) + f_y A'_s (h_{c0} - a') \right] \quad (7-23b)$$

式中:

$$e = \eta e_0 + \frac{h_c}{2} - a \quad (7-24)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} \quad (7-25)$$

η ——偏压构件考虑挠曲影响的轴向力偏心距增大系数,按混凝土结构设计规范规定计算。

这里, M 、 N 分别为柱端弯矩及轴力设计值。在无地震作用组合时, 取最不利内力组合值; 在有地震作用组合时, N 取内力组合值, M 则要在内力组合值及强柱弱梁要求的弯矩值 [式(7-26)、(7-27)] 中选用较大者作为设计弯矩。

要实现强柱弱梁, 即要求在同一节点处, 上下柱截面设计弯矩大于左右梁端截面抗弯承载力。图 7-12 为节点弯矩示意图, 因此柱的设计弯矩至少应为

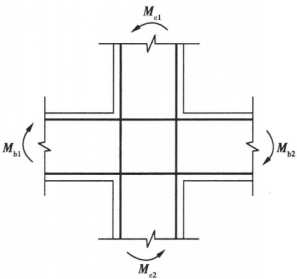


图 7-12 梁、柱节点弯矩

一级抗震

$$\sum M_c = \frac{1.1}{\gamma_{RE}} \sum M_{bu} \quad (7-26)$$

二级抗震

$$\sum M_c = 1.1 \sum M_b \quad (7-27)$$

式中: $\sum M_{bu}$ ——同一节点左、右梁端截面抗弯承载力总和, 计算要求与式(7-15)、(7-16)、(7-17)中 M'_{bu} 、 M''_{bu} 相同;
 $\sum M_b$ ——同一节点左、右梁端截面弯矩设计值的总和;
 $\sum M_c$ ——同一节点上、下柱端截面弯矩设计值的总和。

对顶层柱及轴压比小于 0.15 的柱,

可以不按以上两个公式计算柱设计弯矩。

三、四级抗震可不考虑强柱弱梁要求。

柱截面抗弯钢筋需要量, 除按压弯构件承载力计算外, 还应有最小含钢率要求, 见表 7-8。为确保地震作用下柱的安全, 抗震结构中柱截面纵向钢筋最小配筋率要求高于非抗震结构柱 (柱受压边的钢筋不小于 0.2%)。角柱除应按双向偏心验算外, 纵筋最小配筋率比中柱更高。

强柱弱梁的设计要求应贯彻在整个设计过程中, 从各方面保证增大柱子的可靠度, 使梁成为较弱的构件。例如在框架柱中增加一些纵向钢筋是有益的, 但是盲目增大梁中的纵向钢筋反而是有害的 (这与非抗震设计有很大的不同)。又如, 为了实现强柱弱梁, 梁、柱断面尺寸, 混凝土等级的选取, 甚至柱网尺寸选用都要仔细。采用扁而宽的梁截面形状较为有利, 因为这可加大梁截面的抗剪能力, 并易于实现强柱弱梁。当然, 在竖向荷载下梁的刚度必须满足要求。

表 7-8 柱纵向钢筋最小配筋百分率/%

柱类型	抗震等级				非抗震
	一级	二级	三级	四级	
中柱、边柱	1.0	0.8	0.7	0.6	0.6
角柱	1.2	1.0	0.9	0.8	0.6
框支柱	1.2	1.0	—	—	0.8

注: ①当混凝土强度等级大于 C60 时, 表中的数值应增加 0.1;
②当采用 HRB400、RRB400 级钢筋时, 表中数值应允许减小 0.1。

7.4.3 抗剪计算, 箍筋配置及构造

(1) 抗剪计算

在多层建筑中, 柱的剪力较大, 无论抗震或不抗震, 框架柱都应作抗剪计算, 按计算结果配置箍筋。在地震作用下, 柱抗剪承载力降低。抗剪计算分别按下列公式进行:

无地震作用组合

$$V_c \leq \frac{0.2}{\lambda + 1} f_c b_c h_{c0} + 1.25 f_{yv} \frac{A_{sv}}{S} h_{c0} + 0.07N \quad (7-28)$$

有地震作用组合

$$V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(\frac{0.16}{\lambda + 1} f_c b_c h_{c0} + f_{yv} \frac{A_{sv}}{S} h_{c0} + 0.056N \right) \quad (7-29)$$

式中: V_c ——剪力设计值;

λ ——框架柱剪跨比, $\lambda = H_{c0}/2h_c$, 当 $\lambda > 3$ 时, 取 $\lambda = 3$;

N ——与设计剪力相应的轴向压力, 当 $N > 0.3f_c b_c h_{c0}$ 时, 取 $N = 0.3f_c b_c h_{c0}$;

其余符号与前同。

当框架柱中出现拉力时, 抗剪承载力降低, 可将式(7-28)中最后一项改为 $-0.2N$, 将式(7-29)中最后一项改为 $-0.16N$ 。

当所设计柱为极短柱时($H_{c0}/h_c < 3$), 为改善在剪切破坏下的抗震性能, 抗震设计时要增加箍筋数量。设计时只考虑箍筋抗剪, 计算时要求

$$V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(f_{yv} \frac{A_{sv}}{S} h_{c0} \right) \quad (7-30)$$

为了抗剪安全, 柱截面也不能太小, 因此, 用下式保证柱截面面积:

无地震作用组合

$$V_c \leq 0.25 f_c b_c h_{c0} \quad (7-31)$$

有地震作用组合

$$V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.2 f_c b_c h_{c0}) \quad (7-32)$$

在一、二、三级抗震设计时, 也要保证强剪强弯, 柱塑性铰区设计剪力应该等于或大于柱抗弯承载力, 因此, 柱设计剪力取

一级抗震

$$V_c = \frac{1.1}{\gamma_{RE}} \frac{M_{cu}^t + M_{cu}^b}{H_{c0}} \quad (7-33)$$

二级抗震

$$V_c = 1.1 \frac{M_{cu}^t + M_{cu}^b}{H_{c0}} \quad (7-34)$$

三级抗震

$$V_c = \frac{M_{cu}^t + M_{cu}^b}{H_{c0}} \quad (7-35)$$

式中: M_{cu}^t 、 M_{cu}^b ——柱上、下端截面抗弯承载力。当上端取一侧钢筋为受拉钢筋时, 下端应取另一侧纵向筋作受拉钢筋。计算时取钢筋标准强度值。

M_c^t, M_c^b ——由内力组合得到的最不利的柱上、下端设计弯矩。

H_{c0} ——柱净高。

式中系数也是考虑某些因素会使抗弯承载力加大的增大系数。

在长柱中,按照强剪弱弯要求计算得到的箍筋数量只需配在加密箍筋区,其余钢箍按内力组合得到剪力计算。

短柱对抗震十分不利,因此,按强剪弱弯要求计算得到的箍筋数量应在全高配置。

在其他情况下,设计剪力取内力组合所得的最大剪力 V_{max} 。

(2) 箍筋配置

在钢筋混凝土柱中,箍筋既可抗剪,又可对核心混凝土起约束作用,还可防止主筋压屈。

一般来说,箍筋用量愈多,间距愈密,对混凝土的约束作用就愈大。箍筋的多少用体积配箍率表示(注意,在涉及抗剪作用时,箍筋数量是用面积配箍率表示的)。

体积配箍率

$$\rho_v = \frac{a_{sh} l_{sh}}{l_1 l_2 s} \tag{7-36}$$

式中: a_{sh} ——钢箍单肢面积;

l_{sh} ——钢箍总长;

l_1, l_2 ——钢箍包围的混凝土核心面积的两个边长;

s ——箍筋间距。

常用的箍筋形式见图 7-13,普通矩形箍的效果较差,复式箍和螺旋箍的效果较好。图 7-14 为箍筋的受力情况。圆形箍受力均匀,对混凝土有均匀的侧压力。矩形箍只能在 4 个转角区域对混凝土产生有效的侧压力,在直段上,钢箍可能外鼓,约束效果不大。复式箍使箍筋的无支长度减小,在每一个箍筋相交点处都有纵筋,纵筋和箍筋构成网格骨架,大大增加箍筋的约束效果。

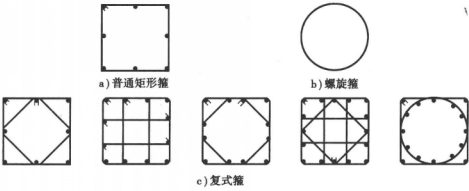


图 7-13 钢箍形式

螺旋箍加工复杂,非特殊需要,一般很少采用。在高轴压比下,复式箍是较好的箍筋形式,在抗震结构中应用日益增多。在复式箍中,要求纵筋的间距,即箍筋的无支长度不大于 200mm(一级),250mm(二级),300mm(三、四级),为了浇灌混凝土方便,间距也不宜小于 50mm。图 7-13c)中最右边的复式箍是圆环形箍筋加矩形箍,适用于矩形截面柱。复式箍中如采用拉条,则必须勾住主筋。柱箍筋弯钩也必须做成 135°,见图 7-11。

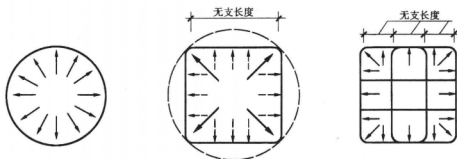


图 7-14 箍筋侧压力示意

试验表明,随着轴压比增大,增加箍筋效果将降低。因此,一方面可以在大轴压比下多用一些钢箍,另一方面也要限制抗震结构中柱的轴压比。表 7-9 及表 7-10 给出了最大轴压比限值以及在不同轴压比下要求的柱箍筋加密区最小体积配箍率,计算体积配箍率时,不计重叠部分的箍筋体积。当采用约束效果好的箍筋形式时,可用表中要求的较低值。在采用Ⅱ级钢筋作箍筋,且混凝土强度等级不大于 C20 时,体积配箍率可适当降低。

表 7-9 柱最大轴压比限值

抗震等级	一	二	三
最大轴压比	0.7	0.8	0.9

表 7-10 柱箍筋加密区内箍筋最小体积配箍率/%

抗震等级	柱轴压比		
	< 0.4	0.4 ~ 0.6	> 0.6
一	0.8	1.0 ~ 1.2	1.2 ~ 1.6
二	0.6 ~ 0.8	0.8 ~ 1.2	1.0 ~ 1.6
三	0.4 ~ 0.6	0.6 ~ 0.8	0.8 ~ 1.2

(3) 钢筋配置构造要求

非抗震设计时,钢箍及纵向钢筋构造要求如下:

①柱箍筋应做成封闭式,其直径不小于 $d/4$ 及 6mm,间距不大于柱截面短边尺寸且不大于 400mm 及 $15d$ (d 为主筋直径)。

②当纵向钢筋配筋率超过 3% 时,要加强箍筋,其直径不小于 8mm,间距不大于 200mm 及 $10d$,并且最好做成焊接封闭式。

③柱纵向钢筋间距不大于 350mm,为了浇灌混凝土方便,其净距也不要小于 50mm。当柱截面每边钢筋数目多于 4 根时,箍筋各肢间要加拉筋或做成复式箍,使每隔一根纵筋都有箍筋的拐角作为支点。

④在纵向钢筋搭接处,箍筋间距要加密。钢筋受拉时,间距不大于 100mm 及 $5d$,受压时间距不大于 200mm 及 $10d$ 。

在抗震结构中,还要考虑塑性铰区的特殊配箍要求。长柱塑性铰都出现在柱的两端,为了

改善柱延性而配置的钢箍——按强剪弱弯要求或按约束混凝土要求计算的钢箍,都应配置在塑性铰区,称为配箍加密区。其他一切可能出现剪切破坏的部位,钢箍也要加密,这些区域亦称为箍筋加密区。现将我国高层规程中的有关加密区的构造要求归纳如下:

①箍筋加密区范围

在长柱中,箍筋加密区范围取柱净高的 $1/6$ 、柱截面长边尺寸 h_c 或 500mm 三者中的较大值。
在短柱及角柱中,箍筋沿全高加密。

在底层柱基础较深而又遇有刚性地坪时,在地坪上下各 500mm 范围内,钢箍要加密。如果砌筑的砖填充墙只有部分柱高时,墙高处上下 500mm 范围内柱箍筋边要加密,见图 7-15。

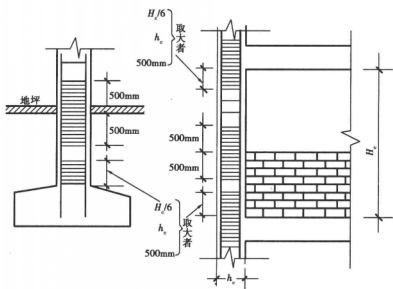


图 7-15 箍筋加密区

②加密箍筋数量

除了按强剪强弯计算以及约束混凝土的最小体积配箍率要求外,加密区箍筋还有如表 7-11 所列的最小构造要求。应该由上述三种要求中选最大值,作为加密区的箍筋。采用直径较细而间距较密一些的箍筋效果较好。

表 7-11 柱箍筋加密区构造要求

抗震等级	箍筋最大间距(取较小值)	箍筋最小直径(取较大值)
一	$6d, 100\text{mm}$	$\phi 10$
二	$8d, 100\text{mm}$	$\phi 8$
三	$8d, 150\text{mm}(100\text{mm})$	$\phi 8$
四	$8d, 150\text{mm}(100\text{mm})$	$\phi 6$

注:()中数值用于柱根。

在非加密区,箍筋不应少于加密区箍筋数量的 50% ,箍筋间距不大于 $10d$ (一、二级抗震)及 $15d$ (三级抗震)。

③ 箍筋构造及无支长度要求

为了提高钢箍对混凝土约束的效果,抗震时要求柱纵向钢筋之间距离(无支长度)不大于200mm,而且纵筋每隔一根必须处于复式箍筋的拐角处。为了便于浇灌混凝土,纵筋间的净距也不宜小于500mm。

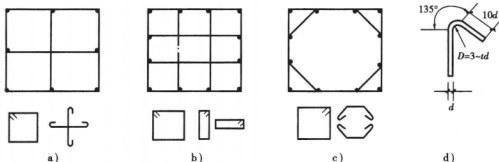


图 7-16 箍筋构造

复式箍筋可由图 7-16 中各种形式组成。但无论哪一种,箍筋弯钩必须做成 135° ,并保证弯钩长度为 $10d$,如图 7-16d)所示。弯钩必须同时钩住主筋与箍筋。

7.5 节点设计

保证节点区不过早发生剪切破坏的措施是保证节点区混凝土的强度及密实性,在节点核心区配置足够的箍筋。

7.5.1 节点区箍筋计算

由强节点的设计要求,节点区应能抵抗当节点区两边梁端出现塑性铰时的剪力。该剪力称为节点设计剪力。

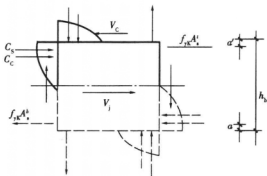


图 7-17 节点设计剪力

当梁端出现塑性铰后,钢筋总拉力及压区混凝土的总压力都是已知的,取节点上半部为隔离体。图 7-17 表示一个中柱节点核心区。由平衡条件可得

节点剪力

$$V_j = C_s + C_c + f_{yk}A'_s - V_c = f_{yk}A_s^b + f_{yk}A'_s - V_c$$

式中符号见图, f_{yk} 为钢筋标准强度; V_c 是柱剪力, 可以由梁、柱节点弯矩平衡方程得到柱计算弯矩; H_c 为层高。即

$$V_c = \frac{M'_c + M''_c}{H_c - h_b} = \frac{M'_{bu} + M''_{bu}}{H_c - h_b} = \frac{(f_{yk}A_s^b + f_{yk}A'_s)(h_{b0} - a')}{H_c - h_b}$$

将 V_c 代入 V_j 计算式, 再考虑设计剪力提高系数 (考虑因素同前), 可得节点设计剪力

$$V_j = \frac{1.05}{\gamma_{RE}} (f_{yk}A_s^b + f_{yk}A'_s) \left(1 - \frac{h_{b0} - a'}{H_c - h_b} \right) \quad (7-37)$$

一级抗震时, 取梁端截面实际配筋代入上式计算, A_s^b 、 A'_s 是分别取自节点两侧梁的上部和下部的配筋。当两侧梁配筋不相同时, 要选取左上、右下或左下、右上两种组合中的较大值。

二级抗震时, 为简化设计步骤, 可不取实际配筋, 而用两侧梁端的计算弯矩计算节点设计剪力, 如下式

$$V_j = 1.05 \left(\frac{M'_b + M'_b}{h_{b0} - a'} \right) \left(1 - \frac{h_{b0} - a'}{H_c - h_b} \right) \quad (7-38)$$

式中, M'_b 及 M'_b 也要取不利组合。

框架边柱节点的设计剪力公式与中柱不同, 读者不难从平衡条件出发自行推导或查阅有关规范及资料。

三级抗震和非抗震框架节点区可不进行抗剪验算。

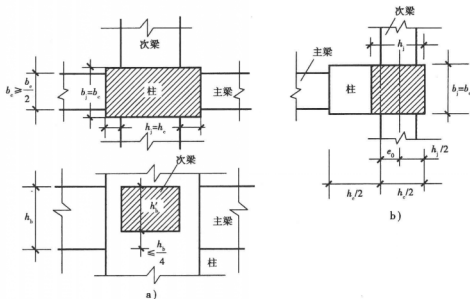


图 7-18 节点区截面

节点区的抗剪承载力公式由试验得到, 设计时要求

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\left(0.1 + 0.1 \frac{N}{f_c b_c h_c} \right) \eta_j f_c b_j h_j + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} (h_p - a') \right] \quad (7-39)$$

式中: N ——上部结构传至节点区的轴力, 可采用由内力组合得到的最小柱轴力。当 $N > 0.5 f_c b_c h_c$ 时, 取 $N = 0.5 f_c b_c h_c$;

η_j ——节点区混凝土约束系数。对四边有梁的中柱节点,当两个方向的梁高相差不大于主梁高度的 $1/4$,且梁宽不小于柱宽的 $1/2$ 时,取 $\eta_j = 1.5$,见图 7-18a)。其他情况均取 $\eta_j = 1.0$;

b_c, h_c ——柱宽及柱截面高度;

b_j, h_j ——节点区截面有效宽度及高度,一般情况下取 $b_j = b_c, h_j = h_c$,如图 7-18a)所示。当梁、柱轴线有偏心时,取 b_j 及 h_j ,如图 7-18b)所示阴影线部分,偏心距 e_0 不宜大于 $b_c/4$ 。梁偏心不仅对柱子产生附加弯矩,对节点区受力也是很不利;

A_{sv}, s ——节点区在同一截面中箍筋各肢总面积及箍筋间距。

在一、二级抗震的框架节点区,当梁、柱截面尺寸及混凝土等级已知时,可由式(7-39)求出节点区所需的箍筋面积及间距。钢箍还应满足构造要求。

在三、四级抗震的框架中,节点区不需进行抗剪验算,按构造要求配置箍筋。节点区配置钢箍的构造要求是,至少要与柱中箍筋加密区的箍筋数量相等。

此外,为了使柱节点区的平均剪应力不过高,不过早出现斜裂缝,也不宜过多配置箍筋,应按下式限制节点区平均剪应力:

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.30 \eta_j f_c b_j h_j) \quad (7-40)$$

如不满足上式,要加大柱截面或提高混凝土强度等级。

必须注意节点区混凝土强度等级不能降低太多,与柱混凝土等级相差不应超过 5MPa 。

7.5.2 节点区钢筋锚固与搭接

框架设计时,纵向钢筋搭接及纵向钢筋在节点区的锚固都需仔细设计。抗震设计时,这些连接部位更要引起重视。由图 7-10 可见,梁的塑性铰区有竖向裂缝,也有斜裂缝,如果纵向钢筋锚固、搭接不好,裂缝宽度便会加大而使混凝土易碎裂。因此,在抗震设计时,锚固长度要求比非抗震设计时加大,抗震时锚固长度要求为:

$$\text{一、二级抗震} \quad l_{aE} = l_a + 5d \quad (7-41)$$

$$\text{三、四级抗震} \quad l_{aE} = l_a \quad (7-42)$$

式中: l_a ——非抗震时要求的锚固长度;

d ——纵筋直径。

(1) 纵筋搭接要求

当钢筋长度不够而进行接头时,宜优先采用冷连接。框架梁、柱和抗震墙边缘构件中的纵向钢筋接头,一级和二级的各部位及三级的底层柱底和抗震墙底部加强部位宜采用焊接或机械连接,其他情况可采用绑扎接头。此外,还要注意,当钢筋数量较多时,不要在同一截面上作钢筋接头,应错开 $500 \sim 600\text{mm}$ 再进行第二批钢筋的搭接。

(2) 节点区钢筋锚固

图 7-19 是梁柱节点的钢筋锚固要求,其中 a)、b) 为非抗震设计时要求, c) ~ f) 为抗震设计时要求。

在各种情况下,梁的上部钢筋应贯穿中间节点,梁的下部钢筋可以切断并锚固于节点区内。

非抗震设计时,梁下部钢筋伸入节点区的长度 l_a' (图 7-19a), b)) 应视钢筋受力情况而定。计算中不利用其强度时, $l_a' \geq 15d$ (光面钢筋) 或 $12d$ (月牙纹钢筋); 充分利用其抗压强度

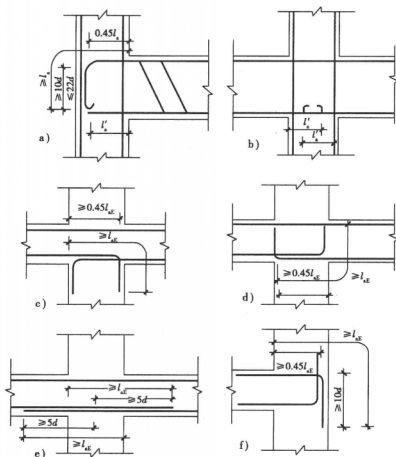


图 7-19 梁柱节点连接构造

时,要求 $l'_a \geq 0.7l_a$;充分利用其抗拉强度时, $l'_a \geq l_a$ 。边节点中梁上部钢筋应伸过柱中心线后下弯,要求见图 7-19a)。

抗震设计时,应将梁钢筋在节点区内的锚固长度加大,如图 7-19c) ~ f) 所示, l_{aE} 则根据抗震等级由式(7-41)、(7-42)决定。

图 7-20 是现浇框架顶层梁与边柱的节点构造做法。在该节点处,无论梁还是柱的钢筋都无法直通,必须在节点区搭接锚固。图中给出了 4 种搭接方式,总搭接长度用 l_d 表示。由试验得出,非抗震设计时 l_d 宜比 l_a 大(约 $15d$);抗震设计时, l_d 宜比 l_{aE} 再增大(约 $20d$)。除总搭接长度外,各种情况下的伸入长度(伸入梁或柱)也有要求(见图 7-20)。为避免节点角部混凝土斜压或局部压碎,钢筋弯折的弧度不能太小,相对弯折半径 r/h_0 为 $0.1 \sim 0.3$;混凝土强度等级较低或梁截面配筋率较高时, r/h_0 也应较大,抗震时, r/h_0 也要取较大值。当弯曲半径较大时,外角部位的素混凝土中可另配置一些短的构造钢筋。

要求一级抗震的框架,建议采用柱内搭接方案(图 7-20a),在这种搭接方案中,柱内的外缘纵筋有水平段,并在弯下后切断,增加了锚固作用。二级抗震及其以下的框架,可采用其他方案。梁内搭接方案便于施工,但塑性铰将在柱端出现;如果钢筋较细,总搭接长度 l_d 较小,节点区又较大时,可采用节点内搭接方案。

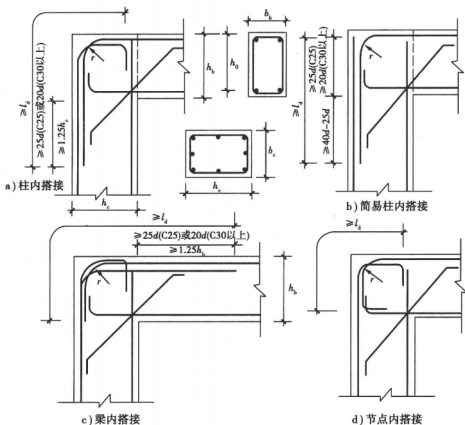


图 7-20 顶层边梁柱连接构造

节点内角处附加斜筋可减小正弯矩产生的裂缝,改进节点区性能。在简易柱内搭接方案中,若弯矩较大,则可在梁上加支托使塑性铰外移,亦可改善节点区性能。节点内也必须配置水平箍筋。

例 7-2 框架构件抗震设计。

某 12 层框架,总高 43m,位于 8 度设防区、Ⅱ类场地土上。已知框架尺寸及 1、2 层截面如图 7-22 所示。1、2 层梁柱组合后内力示于表 7-12。设混凝土为 C30(柱)及 C25(梁),主筋用Ⅱ级钢、箍筋用Ⅰ级钢。要求设计第 1 层梁、第 1 层中柱及其节点配筋。

表 7-12

	边柱				中柱				梁			
	M_{\pm}	M_{\mp}	N	V	M_{\pm}	M_{\mp}	N	V	M_A	M_{Φ}	M_B	V
	/ kN · m				/ kN · m				/ (kN · m)			
2 层	303.0	398.6	2 500	120.1	260.0	375.2	3 000	125.1	—	—	—	—
1 层	364.2	534.5	2 800	128.2	295.0	430.1	3 300 ($N_{\max} = 3 500$)	130.5	-460.5 +183.1	+274.7	-614.6 +216.5	214.5

注:表中数值已乘分项系数,并已换算到控制截面处。

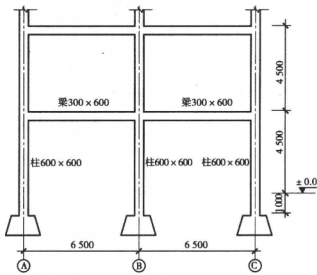


图 7-21

解 由表 7-5 查出,该结构要求一级抗震。
由混凝土结构设计规范查得混凝土及钢筋强度(单位均为 MPa),见表 7-13。

表 7-13

混凝土强度	f_c	f_{ck}	f_{cm}	f_{cmk}	钢筋强度	f_y	f_{yk}
C30	15	20	16.5	22	Ⅱ级钢	310	335
C25	12.5	17	13.5	18.5	Ⅰ级钢	210	235

1) 梁正截面抗弯配筋

①B 支座处负弯矩配筋

采用双筋截面,压筋用 4 ϕ 22,即 $A_s^b = A_s' = 1\,520\text{mm}^2$ 。

$$M' = A_s' f_y (h_{b0} - a') = 1\,520 \times 310 \times (540 - 40) \text{ N} \cdot \text{mm} = 235.6 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\alpha_s = \frac{\gamma_{RE} M - M'}{f_{cm} b_b h_{b0}^2} = \frac{0.75 \times (614.6 - 235.6) \times 10^6}{13.5 \times 300 \times 540^2} = 0.19$$

查表得 $\xi = 0.21, \gamma_s = 0.896$

$$A_{s1} = \frac{\gamma_{RE} M - M'}{\gamma_s f_y h_{b0}} = \frac{0.75 \times (614.6 - 235.6) \times 10^6}{0.896 \times 310 \times 540} \text{ mm}^2 = 1\,502.4 \text{ mm}^2$$

$$A_s' = A_{s1} + A_s^b = 1\,502.4 \text{ mm}^2 + 1\,520 \text{ mm}^2 \approx 3\,022 \text{ mm}^2。$$

取上部配筋 4 ϕ 28 + 4 ϕ 25, $A_s' = 3\,196 \text{ mm}^2$ 。

$$A_s^b / A_s' = 0.48 \approx 0.5$$

$$\frac{x}{h_{b0}} = (\rho_s' - \rho_s) \frac{f_y}{f_{cm}} = \frac{3\,196 - 1\,520}{300 \times 540} \times \frac{310}{13.5} = 0.237 < 0.25$$

满足要求。

②B 支座处正弯矩配筋

由上面的计算 $A_s^b > A_s^a$, 取 $x = 2a'$, 则

$$M = A_s^b f_y (h_{b0} - a') = 1\,520 \times 310 \times (540 - 60) \text{ N} \cdot \text{mm} = 235.6 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} > \gamma_{\text{RE}} \cdot 216.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

满足要求。

③跨中正弯矩配筋

设 $h_{b0} = 560 \text{ mm}$, 则

$$\alpha_s = \frac{\gamma_{\text{RE}} M - M'}{f_{\text{cm}} b_b h_{b0}^2} = \frac{0.75 \times 274.7 \times 10^6}{13.5 \times 300 \times 560^2} = 0.162$$

查表得 $\xi = 0.18$, $\gamma_s = 0.91$

$$A_s = \frac{\gamma_{\text{RE}} M - M'}{v_s f_y h_{b0}} = \frac{0.75 \times 274.7 \times 10^6}{0.91 \times 310 \times 560} \text{ mm}^2 = 1\,304.1 \text{ mm}^2$$

取下部配筋 $4\phi 22$, $A_s = 1\,520 \text{ mm}^2$; 跨中上部为构造配筋。

④A 支座处配筋

设底部 $4\phi 22$ 钢筋直通 A 支座, 则在抵抗 A 支座负弯矩时, $A_s' = 1\,520 \text{ mm}^2$, 故

$$M' = A_s' f_y (h_{b0} - a') = 1\,520 \times 310 \times (540 - 40) \text{ N} \cdot \text{mm} = 235.6 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\alpha_s = \frac{\gamma_{\text{RE}} M - M'}{f_{\text{cm}} b_b h_{b0}^2} = \frac{0.75 \times (460.5 - 235.6) \times 10^6}{13.5 \times 300 \times 540^2} = 0.093$$

查表得 $\xi = 0.10$, $\gamma_s = 0.95$

$$A_{s1} = \frac{\gamma_{\text{RE}} M - M'}{\gamma_s f_y h_{b0}} = \frac{0.75 \times (460.5 - 235.6) \times 10^6}{0.95 \times 310 \times 540} \text{ mm}^2 = 690.3 \text{ mm}^2$$

$$A_s' = 1\,520 \text{ mm}^2 + 690 \text{ mm}^2 = 2\,210 \text{ mm}^2$$

取上部钢筋 $2\phi 28 + 2\phi 25$, $A_s' = 2\,214 \text{ mm}^2$ 。

A 支座正截面受弯承载力

$$M = A_s^b f_y (h_{b0} - a') = 1\,520 \times 310 \times (540 - 40) \text{ N} \cdot \text{mm} = 235.6 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} > \gamma_{\text{RE}} \cdot 183.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

满足要求。

设支座端面 $x/h_0 = 0.1 < 0.25$

$$A_s^b/A_s' = 0.68 > 0.5$$

均满足要求。

2) 梁箍筋及剪压比验算

梁端箍筋加密区剪力设计值由强剪弱弯要求计算, 取左端(A 端)正弯矩及右端(B 端)负弯矩组合。已知 $V_{\text{Gb}} = 125.0 \text{ kN}$,

$$M_{\text{bu}}^l = A_s^b f_{yk} (h_{b0} - a') = 1\,520 \times 335 \times (560 - 60) \text{ N} \cdot \text{mm} = 254.6 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_{\text{bu}}' = 3\,196 \times 335 \times (540 - 40) \text{ N} \cdot \text{mm} = 535.3 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$V_b = \frac{1.05}{\gamma_{\text{RE}}} \frac{M_{\text{bu}}^l + M_{\text{bu}}'}{l_0} + V_{\text{Gb}} = \frac{1.05}{0.75} \left(\frac{254.6 + 535.3}{6.5 - 0.6} \right) \text{ kN} + 125 \text{ kN} = 310.0 \text{ kN}$$

抗剪配筋

$$\frac{A_{sv}}{s} = \frac{\gamma_{RE} V_b - 0.056 f_c b_b h_{b0}}{1.2 f_{yv} \cdot h_{b0}} = \frac{0.85 \times 310 \times 10^3 - 0.056 \times 12.5 \times 300 \times 540}{1.2 \times 210 \times 540} = 1.10$$

配双肢箍, 直径 $\phi 10$, $A_{sv} = 157 \text{ mm}^2$

$$s = \frac{A_{sv}}{1.10} = \frac{157}{1.10} \text{ mm} = 142.7 \text{ mm}$$

由构造要求 ($h_b/4, 6d, 100 \text{ mm}$ 中之较小值), 取 $\phi 10 @ 100$ 。

非加密区由组合剪力值计算箍筋,

$$\frac{A_{sv}}{s} = \frac{0.85 \times 214.5 \times 10^3 - 0.056 \times 13.5 \times 300 \times 540}{1.2 \times 210 \times 540} = 0.44$$

配双肢箍 $\phi 8$, $A_{sv} = 101 \text{ mm}^2$

$$s = \frac{101}{0.44} \text{ mm} = 229 \text{ mm}$$

由最小配箍率要求

$$\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{bs} = 0.035 \frac{f_c}{f_{yv}} = 0.035 \times \frac{13.5}{210} = 0.225\%$$

$$s = \frac{A_{sv}}{b \rho_{sv}} = \frac{101 \times 100}{300 \times 0.225} \text{ mm} = 149.6 \text{ mm}$$

所以非加密区配箍为 $\phi 8 @ 150$ 。

梁剪压比验算:

$$\frac{\gamma_{RE} V_b}{f_c b_b h_{b0}} = \frac{0.85 \times 310 \times 10^3}{13.5 \times 300 \times 540} = 0.12 < 0.2$$

满足要求。

3) 中柱轴压比验算及抗弯配筋

轴压比验算用最大轴力设计值

$$\frac{N_{max}}{f_c b_c h_c} = \frac{3500 \times 10^3}{15 \times 600 \times 600} = 0.65 < 0.7$$

满足要求。

按强柱弱梁要求计算柱弯矩设计值

$$\sum M_c = \frac{1.1}{\gamma_{RE}} \cdot \sum M_{bs} = \frac{1.1}{0.75} \times (254.6 + 535.3) \text{ kN} \cdot \text{m} = 1158.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

按表 7-12 中组合内力计算, 第 1 层柱底截面要求弯矩值乘以增大系数 1.25, 取

$$M^t = M^b = 1.25 \times 430.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sum M_c = 1.25 \times 430.1 \text{ kN} \cdot \text{m} + 375.2 \text{ kN} \cdot \text{m} = 912.8 \text{ kN} \cdot \text{m} < 1158.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

所以按强柱弱梁要求的弯矩值配筋:

1 层柱

$$M_c = 1158.5 \frac{1.25 \times 430.1}{912.8} \text{ kN} \cdot \text{m} = 682.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2 层柱

$$M_c = 1158.5 \frac{375.2}{912.8} \text{ kN} \cdot \text{m} = 476.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

1 层柱

$$e_0 = \frac{682.3}{3\,300} = 0.207\text{m}$$

$$0.3h_{c0} = 0.165\text{m}$$

柱长细比

$$\frac{l_0}{h_c} = \frac{0.7 \times 5.5}{0.6} = 6.4 < 8$$

所以不考虑挠度对偏心距影响,则 $\eta = 1.0$ 。

$$e = e_0 + \frac{h_c}{2} - a = 0.207\text{m} + 0.3\text{m} - 0.05\text{m} = 0.457\text{m}$$

对称配筋

$$x = \frac{\gamma_{RE} N}{f_{cm} b_c} = \frac{0.8 \times 3\,300 \times 10^3}{16.5 \times 600} \text{mm} = 266.7\text{mm}$$

$$\begin{aligned} A_s = A'_s &= \frac{\gamma_{RE} N_e - f_{cm} b_c x (h_{c0} - x/2)}{f_y (h_{c0} - a')} \\ &= \frac{0.8 \times 3\,300 \times 10^3 \times 457 - 16.5 \times 600 \times 266.7 \times (550 - 266.7/2)}{310 \times (550 - 50)} \text{mm}^2 \\ &= 686.4\text{mm}^2 \end{aligned}$$

由表 7-8,柱配筋最小为

$$A_s = A'_s = \frac{1}{2} \times \frac{0.8}{100} \times 600 \times 550\text{mm}^2 = 1\,320\text{mm}^2$$

选用 4φ22, $A_s = A'_s = 1\,520\text{mm}^2$ 。

4) 中柱箍筋及剪压比验算

按强剪弱弯计算柱剪力设计值。先由实际配筋计算 M_{cu} ,

$$x = \frac{N}{f_{cm} b_c} = \frac{3\,300 \times 10^3}{22 \times 600} \text{mm} = 250\text{mm}$$

$$\begin{aligned} M_{cu}^b &= M_{cu}^t = f_{cm} b_c x (h_{c0} - 0.5x) + f_{yk} A_s (h_{c0} - a') - N \left(\frac{h_c}{2} - a \right) \\ &= 22 \times 600 \times 250 \times (550 - 0.5 \times 250) \text{N} \cdot \text{mm} + 335 \times 1\,520 \times \\ &\quad (550 - 50) \text{N} \cdot \text{mm} - 3\,300 \times 10^3 \times (300 - 50) \text{N} \cdot \text{mm} \\ &= 832.1 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm} \end{aligned}$$

$$V_c = \frac{1.1}{\gamma_{RE}} \frac{M_{cu}^t + M_{cu}^b}{H_{c0}} = \frac{1.1}{0.8} \times \frac{2 \times 832.1 \times 10^6}{5\,500 - 600} \text{N} = 467.0 \times 10^3 \text{N}$$

抗剪计算: $\gamma_{RE} = 0.85$

$$\lambda = \frac{H_{c0}}{2h_c} = \frac{4\,900}{600 \times 2} = 4.08$$

取 $\lambda = 3$

$$N = 0.3f_c b_c h_{c0} = 0.3 \times 15 \times 600 \times 550 = 1\,485 \times 10^3 \text{N}$$

取 $N = 1\,485\text{kN}$

$$\begin{aligned}\frac{A_{sv}}{s} &= \frac{1}{f_{yv} h_{c0}} \left(\gamma_{RE} V_c - \frac{0.16}{\lambda + 1.5} f_c b_c h_{c0} + 0.056N \right) \\ &= \frac{1}{210 \times 550} \times \left(0.85 \times 476 \times 10^3 - \frac{0.16}{3 + 1.5} \times 15 \times 600 \times 550 - 0.056 \times 1485 \times 10^3 \right) \\ &= 1.19\end{aligned}$$

取复式箍筋 4 肢 $\phi 12$ (表 7-11 中最小直径为 $\phi 10$), 则

$$A_{sv} = 4 \times 113.1 \text{ mm}^2 = 452.4 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_{sv}}{1.19} = \frac{452.4}{1.19} \text{ mm} = 380 \text{ mm}$$

按体积配箍要求, 由表 7-10, 取 $\rho_v = 1.6\%$,

$$s = \frac{A_v l_k}{\rho_v l_1 l_2} = \frac{113.1 \times 8 \times 550}{550 \times 550 \times 0.016} \text{ mm} = 102.8 \text{ mm}$$

最后取 $\phi 12 @ 100$ 。

在长柱中, 柱端箍筋加密区长度取 $H_{c0}/6$, h_c 及 500mm 三者中较大值, 现取 $H_{c0}/6$ 为 800mm。

加密区箍筋四肢 $\phi 12$, 间距 100mm。

在非加密区, 取四肢箍 $\phi 12$, 间距 200mm。

柱剪压比

$$\frac{\gamma_{RE} V_c}{f_c b_c h_{c0}} = \frac{0.85 \times 467.0 \times 10^3}{15 \times 600 \times 550} = 0.08 < 0.2$$

满足要求。

5) 中柱节点区配箍

由式(7-37)计算节点区剪力设计值:

$$\begin{aligned}V_j &= \frac{1.05}{\gamma_{RE}} \times \left(\frac{M'_{bu} + M^i_{bu}}{h_{b0} - a'} \right) \left(1 - \frac{h_{b0} - a'}{H_{c0}} \right) \\ &= \frac{1.05}{0.75} \times \left(\frac{254.6 + 535.3}{540 - 40} \times 10^6 \right) \times \left(1 - \frac{540 - 40}{4900} \right) \text{ N} \\ &= 1986.1 \times 10^3 \text{ N}\end{aligned}$$

节点四面有梁, 取 $\eta_j = 1.5$, 节点区混凝土等级与梁相同, 取 C25。因 $N > 0.5f_c b_c h_c$, 所以取 $N = 0.5f_c b_c h_c$, 取 $b_j = b_c$, $h_j = h_c$ 。

由式(7-39)

$$\begin{aligned}f_{yv} \frac{A_{svj}}{s} (h_{j0} - a') &\geq \gamma_{RE} V_j - \left(0.1 + 0.1 \frac{N}{f_c b_c h_c} \right) \eta_j f_c b_j h_j \\ &= 0.85 \times 1986.1 \times 10^3 \text{ N} - (0.1 + 0.1 \times 0.5) \times \\ &\quad 1.5 \times 12.5 \times 600 \times 600 \text{ N} \\ &= 675.7 \times 10^3 \text{ N} \\ \frac{A_{svj}}{s} &= \frac{675.7 \times 10^3}{f_{yv} (h_{j0} - a')} = \frac{675.7 \times 10^3}{210 \times (540 - 40)} = 6.43\end{aligned}$$

节点区配箍与柱端加密区相同, 取四肢 $\phi 12$, 则

$$s = 4 \times 113.1 \text{ mm} / 6.43 = 70.4 \text{ mm}$$

取节点区箍筋四肢 $\phi 12 @ 70$ 。

节点区剪压比

$$\frac{\gamma_{\text{RE}} V_j}{\eta f_c b_j h_j} = \frac{0.85 \times 1986.1 \times 10^3}{1.5 \times 12.5 \times 600 \times 600} = 0.25 < 0.35$$

满足要求。

思考题

- 什么是荷载效应组合？有地震作用组合与无地震组合的区别是什么？请比较式(7-1)和(7-2)中各项具体内容。
- 内力组合和位移组合的项目以及分项系数、组合系数有什么异同？为什么？
- 内力组合和最不利内力有什么关系？在做内力计算时，最不利荷载布置如何确定？它和最不利内力又有什么关系？
- 在进行承载力验算中，有地震作用组合与无地震组合有什么区别？为什么有这些区别？
- 抗震措施有多少等级？为什么有的情况下要求高，有的情况下要求低一些？你能找出一些大致的规律吗？
- 选择抗震措施的烈度和结构设防烈度有什么不同？
- 你能从框架内力组合及选择最不利内力的方法中找到一般性规律吗？哪些做法在其他类型的结构中也适用？
- 延性框架特点是什么？怎样才能实现延性框架设计？
- 有哪些影响梁延性的因素？如何设计延性梁？
- 有哪些影响柱延性的因素？如何设计延性柱？
- 为什么要设计强柱弱梁框架结构？怎样才能设计强柱弱梁框架？下面几个概念是否对？为什么？
 - (1) 柱子断面大于梁断面就是强柱弱梁。
 - (2) 柱子线刚度大于梁线刚度就是强柱弱梁。
 - (3) 柱承载力大于梁承载力就是强柱弱梁。
- 为什么抗震结构中构件设计剪力要从它的抗弯承载力计算得到？公式(7-14)~(7-6)、(7-33)~(7-35)、(7-37)中的增大系数是什么作用？
- 钢箍的作用是什么？为什么抗震结构中钢箍特别重要？
- 短柱和长柱在破坏形态、配筋计算及钢筋构造方面有什么不同？
- 为什么延性框架的节点区必须配置一定数量的钢箍？中柱、边柱、角柱的节点区有什么不同？计算有什么不同？
- 抗震等级对梁、柱、节点区配筋有什么影响？对承载力计算有何影响？
- 归纳一下梁、柱、节点抗震设计的构造要求有哪些异同？找出共同点，从而更好地理解延性设计的要点。

第8章

剪力墙截面设计

8.1 概 述

剪力墙是一种抵抗侧向力的结构单元,它可以组成完全由剪力墙抵抗侧力的剪力墙结构,也可以和框架共同抵抗侧向力而形成框架-剪力墙结构。在后面介绍的筒体结构中,实腹筒也由剪力墙组成。剪力墙不仅具有良好的抗剪能力,而且 also 具有良好的抗弯和塑性变形性能,经过合理设计,可以实现延性剪力墙结构。在高层建筑结构中,剪力墙成为一种有效的抗侧力结构。特别是在地震区,设置剪力墙,可以改善结构的抗震性能,因此,剪力墙也称为抗震墙。

墙体承受轴力、弯矩和剪力的共同作用,它应当符合钢筋混凝土压弯构件的基本规律。但与柱子相比,它的截面往往薄而长(受力方向截面高宽比远大于4),沿截面长方向要布置许多分布钢筋,同时,截面剪力大,抗剪问题较为突出。这使剪力墙和柱截面的配筋计算和配筋构造都略有不同。在剪力墙内,由竖向分布筋和受力纵筋抗弯、水平钢筋抗剪,需要进行正截面抗弯承载能力和斜截面抗剪承载能力计算,必要时,还要进行震抗烈度或裂缝宽度的验算。剪力墙必须依赖各层楼板作为支撑,保持平面外稳定。在楼层之间也要保持局部稳定,必要时还应进行平面外的稳定验算。

在联肢剪力墙中,除墙肢构件外,还有连梁构件。连梁轴力较小,一般可以忽略,按受弯构件进行设计。但是由于连梁的跨高比较小,剪切破坏的可能性较一般受弯构件要大。

剪力墙可能的塑性铰区以及结构上比较重要的部位,设计时应特别考虑,称为剪力墙的加强部位。通常考虑的加强部位为:

①剪力墙顶层。

②剪力墙底部。单肢墙和由跨高比不小于5的连梁相连的联肢墙的底部加强部位的范围可取墙肢总高度的1/8和墙肢截面长度二者的较大值;当剪力墙高度超过150m时,其底部加强部位的范围可取墙肢总高度的1/10;跨高比小于5的连梁的联肢墙的底部加强部位的范围宜适当增加。

③楼梯间及电梯间墙。

④现浇端部山墙以及内纵墙的端开间。

8.2 剪力墙墙肢及连梁内力调整

剪力墙有悬臂剪力墙和联肢剪力墙之分。在抗震结构中,都应设计成延性剪力墙。对于悬臂剪力墙,由于是静定结构,要控制塑性铰在恰当的部位出现,并采取措施使塑性铰区具有足够的延性,防止过早出现剪切破坏,即按强剪弱弯进行设计;对于联肢剪力墙,由于是超静定结构,应当使延性联肢剪力墙的连接梁首先出现塑性铰吸收能量,从而避免墙肢的严重破坏。如能实现强墙弱梁,则比悬臂剪力墙具有更好的抗震性能。要设计“强墙弱梁”的联肢剪力墙,首先要保证墙肢不过早出现脆性的剪切破坏,应设计延性的墙肢,其次应使连梁屈服早于墙肢屈服,同时尽可能避免连梁中过早出现脆性的剪切破坏,即要设计延性的连梁。这样,当连梁屈服以后,可以吸收地震能量,同时又能继续起到约束墙肢的作用,使联肢墙的刚度与承载力维持在一定水平。在延性联肢剪力墙中,延性连梁的设计是主要矛盾,为防止墙肢过早破坏,设计延性墙肢是保证整幢结构安全的关键。

为了实现延性剪力墙设计,除了必要的构造措施外,在剪力墙截面设计时,应对设计截面的内力作必要的调整。

8.2.1 剪力墙墙肢内力调整

在抗震设计时,剪力墙设计剪力的取值应体现“强剪弱弯”的原则,保证塑性铰区不过早出现剪切破坏。

1) 剪力墙底部加强区范围内(墙底部 $H/8$ 范围内且不小于底层层高)

① 无地震作用组合以及有地震作用组合的四级抗震时,取考虑水平荷载组合的剪力设计值;

② 有地震作用组合时

一、二、三级抗震时应按下式调整

$$V_w = \eta_{sw} V'_w \quad (8-1a)$$

9度时尚应符合

$$V_w = 1.1 \frac{M_{wsu}}{M_w} V'_w \quad (8-1b)$$

式中: V_w ——考虑地震作用组合的剪力墙加强部位的剪力设计值;

V'_w ——考虑地震作用组合的剪力墙加强部位的剪力计算值;

M_{wsu} ——除以承载力抗力调整系数 γ_{RE} 后的正截面抗弯承载力,按实际配筋面积、材料强度标准值和轴向力设计值确定,有翼墙时考虑墙两侧各一倍翼墙厚度范围内配筋;

M_w ——考虑地震作用组合的剪力墙底部截面的弯矩设计值;

η_{sw} ——剪力增大系数,一级取 1.6,二级取 1.4,三级取 1.2。

2) 其他部位

$$V_w = V \quad (8-2)$$

式中: V ——考虑地震作用组合的剪力墙计算部位的剪力设计值。

对联肢剪力墙,要考虑在出现裂缝及塑性变形后,在拉压墙肢之间产生的内力塑性重分配现象。受压墙肢的剪力将比弹性计算时的剪力墙大,受拉墙肢剪力则相应减小。因此,当一个墙肢可能出现偏心受拉时,另一个受压墙肢的弯矩和剪力应适当加大,乘以 1.25 增大系数后进行抗弯及抗剪承载力计算。

8.2.2 连梁内力调整

为了使连梁屈服早于墙肢屈服,抗震设计的剪力墙中的连梁可进行塑性调幅。弯矩调幅幅度(比弹性计算降低)大约在 20% 以内。当部分连梁降低弯矩设计值后,其余部位连梁和墙肢的弯矩设计值应相应提高。

剪力墙中连梁的设计剪力取值也应体现“强剪弱弯”的原则,保证塑性铰区不过早出现剪切破坏。连梁设计剪力应按下列要求取值:

①无地震作用组合,以及有地震作用组合的四级抗震时,取考虑水平荷载组合的剪力设计值;

②有地震作用组合的一、二、三级抗震时,连梁剪力设计值应按下式进行调整:

$$V_b = \eta_{vb} \frac{M_b^i + M_b^r}{l_n} + V_{Gb} \quad (8-3a)$$

9 度尚应符合

$$V_b = 1.1 (M_{bua}^i + M_{bua}^r) / l_n + V_{Gb} \quad (8-3b)$$

式中: l_n ——连梁的净跨;

V_{Gb} ——在重力荷载代表值(9 度时还包括竖向地震作用标准值)作用下,按简支梁计算的梁端截面剪力设计值;

M_b^i 、 M_b^r ——梁左、右端顺时针或反时针方向考虑地震作用组合的弯矩设计值;当两端均为负弯矩时,绝对值较小一端的弯矩取零;

M_{bua}^i 、 M_{bua}^r ——连梁左、右端顺时针或反时针方向的,考虑抗震承载力调整系数的受弯承载力对应的弯矩值,按实配钢筋面积和材料强度标准值计算;

η_{vb} ——连梁剪力的增大系数,一级取 1.3,二级取 1.2,三级取 1.1。

8.3 剪力墙正截面抗弯承载力计算

剪力墙在水平和竖向荷载作用下属于偏心受压或偏心受拉构件,剪力墙的截面承载力计算与一般的偏心受压或偏心受拉构件基本相同,但是剪力墙截面的宽度和高度之比较大,是一种片状结构,因此,剪力墙截面承载力计算与一般的偏心受力构件有一定区别。剪力墙内有横向和竖向的分布钢筋,计算时假定剪力墙内竖向分布钢筋可以承受一定的弯矩作用,计算中应予以考虑,但竖向分布钢筋都比较细,当墙体发生破坏时,容易产生压屈现象,其承受的压应力较小,为使计算偏于安全,可不考虑受压区内竖向分布钢筋的作用。

8.3.1 偏心受压墙肢截面计算

剪力墙偏心受压可分为大偏心受压和小偏心受压两种形式。按照平截面变形假定,在轴

向压力和弯矩共同作用下,墙截面应变呈直线分布,由此可求得平衡配筋时名义受压区高度 x_b 与截面有效高度的比值

$$\xi_b = \frac{\beta_1}{1 + \frac{f_y}{0.0033 E_s}} \quad (8-4)$$

式中: β_1 ——随混凝土强度提高逐渐降低的系数;

f_y ——钢筋抗拉设计强度;

E_s ——钢筋的弹性模量;

ξ_b ——界限受压区高度比, $\xi_b = x_b/h_0$ 。

当 $\xi \leq \xi_b$ 时,属于大偏心受压;

当 $\xi > \xi_b$ 时,属于小偏心受压。

(1) 大偏心受压计算

剪力墙截面大偏心受压时的破坏过程和一般大偏心受压构件相似。首先是远离中和轴的受拉钢筋达到流限,然后受压区混凝土达到极限压应变,同时受压钢筋达到流限,靠近中和轴处的竖向分布钢筋在剪力墙墙肢截面破坏之前达不到流限,根据平截面假定,通过计算可以确定未达到屈服的范围,但是为了简化计算,假定只在 $1.5x$ (x 为受压区高度) 范围以外的受拉钢筋达到屈服并参与受力,以 $1.5x$ 范围以内的竖向分布钢筋不参与受力。因此,极限状态下截面应力图形如图 8-1 所示。

对图 8-1 所示矩形截面剪力墙,根据 $\sum N=0$ 及 $\sum M=0$ 两个平衡条件建立平衡方程式。

对于 $\sum N=0$,即:

$$N \leq \alpha_1 f_c b_w x + A'_s f'_y - A_s f_y - N_{sw} \quad (8-5a)$$

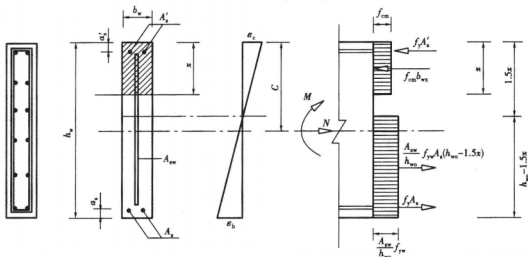


图 8-1 矩形截面墙肢大偏压应力分布

对于 $\sum M=0$ (对受拉纵筋重心取矩)

$$N \left(e_0 + h_{w0} - \frac{h_w}{2} \right) \leq \alpha_1 f_c b_w x (h_{w0} - x/2) + A'_s f'_y (h_{w0} - a'_s) - M_{sw} \quad (8-5b)$$

式中: N_{sw} ——受拉区分布筋的拉力之和,

$$N_{sw} = (h_{w0} - 1.5x)b_w f_{yw} \rho_w \quad (8-5c)$$

M_{sw} —— N_{sw} 对受拉纵筋重心取矩

$$M_{sw} = \frac{1}{2}(h_{w0} - 1.5x)^2 b_w f_{yw} \rho_w \quad (8-5d)$$

f_y, f'_y, f_{yw} ——剪力墙端部受拉、受压钢筋和墙体竖向分布钢筋设计值;

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值;

e_0 ——偏心距, $e_0 = M/N$;

h_{w0} ——剪力墙截面有效高度, $h_w - a'_s$;

a'_s ——剪力墙受压区端部钢筋合力点到受压区边缘的距离, 一般取 $a'_s = b_w$;

ρ_w ——剪力墙竖向分布钢筋配筋率;

α_1 ——随混凝土强度提高而逐渐降低的系数;

x ——剪力墙截面受压区高度。

在截面设计时, 通常的方法是先按构造要求设置墙内竖向分布钢筋, 当截面为对称配筋时, 由式(8-5a)求出受压区高度 x :

$$x = \frac{N + f_{yw} A_{sw}}{\alpha_1 f_c b_w + 1.5 f_{yw} \cdot A_{sw} / h_{w0}} \quad (8-6)$$

将式(8-6)代入式(8-5b), 就可以求出端部受力钢筋的面积 A_s 或 A'_s , 为了使计算简化, 将式(8-6)代入(8-5b)中, 略去 x^2 项, 经整理后得:

$$A_s = A'_s = \frac{N \left(e_0 - \frac{1}{2} h_w + \frac{1}{2} x \right) - \frac{1}{2} (h_{w0} - x) A_{sw} f_{yw}}{(h_{w0} - a'_s) f_y} \quad (8-7)$$

剪力墙截面为非对称配筋时, 可按构造要求给定竖向分布钢筋 A_{sw} , 仿照一般受压构件的计算方法确定 A_s 和 A'_s 。

在大偏受压计算过程中, 混凝土受压区的高度 x 尚应符合下列要求:

$$x \leq \xi_b h_{w0} \quad (8-8)$$

(2) 小偏心受压计算

剪力墙小偏心受压时的破坏形态与一般小偏心受压构件相同。小偏心受压时, 剪力墙墙肢截面全部或部分受压, 墙肢端部受拉钢筋的应力很小, 因此竖向分布钢筋都不承受弯矩, 截面极限状态应力分布(图 8-2)与小偏心受压柱完全相同, 配筋计算方法也完全相同。基本方程为:

$$N \leq A_s f_y' - A_s \delta_s + \alpha_1 f_c b_w x \quad (8-9a)$$

$$N(e_0 + h_{w0} - h_w/2) \leq A_s f_y' (h_{w0} - a'_s) + \alpha_1 f_c b_w x \left(h_{w0} - \frac{x}{2} \right) \quad (8-9b)$$

$$\sigma_s = \frac{\xi - 0.8}{\xi_b - 0.8} f_y \quad (8-9c)$$

对称配筋情况下, 对于常用的 I、II 级钢筋, ξ 值可用下述近似公式计算:

$$\xi = \frac{N - \alpha_1 \xi_b f_c b_w h_{w0}}{Ne - 0.45 \alpha_1 f_c b_w h_{w0}^2 + \alpha_1 f_c b_w h_{w0} (0.8 - \xi_b)(h_{w0} - a'_s)} + \xi_b \quad (8-10)$$

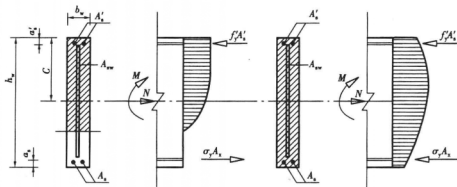


图 8-2 矩形截面墙肢小偏压应力分布图

将 ξ 值代入式(8-9b), 得

$$A_s = A_s' = \frac{Ne - \alpha f_c b_w h_w (h_{w0} - h_w/2)}{f_y (h_{w0} - a_s')} \quad (8-11)$$

$$e = e_0 + h_w/2 - a_s' \quad (8-12)$$

竖向分布筋则按构造要求设置。

小偏心受压时, 还要验算墙体平面外的稳定, 这时, 按轴心受压构件验算。

1 以上是矩形截面大、小偏压承载力计算方法, 当墙肢截面为 T 形或 I 形时, 可参照 T 形及 I 形偏压柱的计算方法进行计算。计算中同样应按上述原则考虑分布筋的作用。

以上大、小偏压计算公式(8-5a)、(8-5b)、(8-9a)、(8-9b) 没有考虑地震的影响。当进行抗震设计时, 应将公式右端除以承载力抗震调整系数 γ_{RE} 即可, $\gamma_{RE} = 0.85$ 。

8.3.2 偏心受拉墙肢截面计算

偏心受拉墙肢根据偏心距的大小可分为大偏心受拉和小偏心受拉。

当 $e_0 \geq \frac{h_w}{2} - a_s$ 时, 为大偏心受拉;

当 $e_0 < \frac{h_w}{2} - a_s$ 时, 为小偏心受拉。

(1) 大偏心受拉计算

在大偏心受拉情况下, 截面大部分处于受拉状态, 仅有小部分截面处于受压状态, 如图8-3所示, 其极限状态下的截面应力分布与大偏心受压情况相同。计算时考虑在受压区高度 1.5 倍之外的竖向分布钢筋参与工作, 承受拉力, 同时忽略受压竖向分布钢筋的作用。大偏心受拉情况下的计算公式与大偏心受压相似, 只是轴力的方向与大偏心受压相反。

当剪力墙截面端部为对称配筋时, 由式(8-6)可知:

$$x = \frac{f_{yw} A_{sw} - N}{\alpha f_c b_w + 1.5 f_{yw} A_{sw} / h_{w0}} \quad (8-13)$$

由式(8-7)得

$$A_s = A_s' = \frac{N \left(e_0 + \frac{1}{2} h_w - x/2 \right) - \frac{1}{2} (h_{w0} - x) A_{sw} f_{yw}}{(h_{w0} - a_s') f_y} \quad (8-14)$$

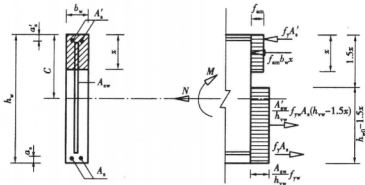


图 8-3 矩形截面墙肢大偏拉应力分布

由式(8-13)知,若使受压区存在,竖向分布钢筋必须满足下式:

$$A_{sw} \geq N/f_{yw} \tag{8-15}$$

(2) 小偏心受拉计算

小偏心受拉情况下,剪力墙墙肢的整个截面都存在拉应力,拉力由竖向分布钢筋和墙肢端部钢筋共同承担,混凝土不承受拉力。

小偏心受拉剪力墙正截面承载力可按下式计算:

$$N \leq \frac{1}{\frac{1}{N_{ou}} + \frac{e_0}{M_{wu}}} \tag{8-16}$$

式中:

$$N_{ou} = 2A_s f_y + A_{sw} f_{yw} \tag{8-17}$$

$$M_{wu} = A_s f_y (h_{w0} - a'_s) + A_{sw} f_{yw} \frac{(h_{w0} - a'_s)}{2} \tag{8-18}$$

A_{sw} ——剪力墙腹板竖向分布钢筋的全部截面面积。

以上是矩形截面墙肢大、小偏心受拉承载力计算方法,当墙肢截面为 T 形或 I 形时,对于大偏心受拉配筋计算与大偏心受压相同,只是轴向力的方向不同;对于小偏心受拉配筋计算,由于受拉墙肢整个截面开裂,混凝土不承受拉力,截面承载力与截面形状无关。可直接采用矩形截面有关计算公式。

需要说明的是,以上大、小偏心受拉计算公式为非抗震设计时的公式,当进行抗震设计时,对于大偏心受拉公式(8-13)、(8-14)、(8-15)中的 N 前乘以 γ_{RE} ;对于小偏心受拉公式(8-16)右端除以 γ_{RE} 。

8.4 剪力墙斜截面抗剪承载力计算

墙肢中由混凝土及水平分布筋共同抗剪。在斜裂缝出现以后,穿过斜裂缝的钢筋受拉,可以阻止斜裂缝开展,维持混凝土抗剪压的面积,从而改善沿斜裂缝剪切破坏的脆性性质。

剪力墙的破坏主要有弯曲破坏和剪切破坏两种基本形式,当发生剪切破坏时,随着斜裂缝的出现和发展,破坏形态又可分为斜拉、斜压及剪压 3 种。

斜拉破坏是一种脆性破坏,破坏来得突然,设计时,通过满足剪力墙中水平分布钢筋的最小含钢率,就可以避免这种破坏形式的出现。

斜压破坏也是一种脆性破坏,在设计中,通过限制剪力墙截面的最小尺寸,就可避免产生这种破坏形态。

剪压破坏是常见的破坏形态,当剪力墙截面设计合理,混凝土强度等级选择适当和水平钢筋含钢率适中时,剪力墙就发生这种破坏形态。

试验表明,截面上存在一定的轴向压力对抗剪承载力是有利的,而轴向拉力则会减小斜截面抗剪承载能力。

(1) 剪力墙墙肢最小截面尺寸

为了避免剪力墙产生斜压破坏,其截面尺寸应符合下列要求:

无地震作用组合:

$$V_w \leq 0.25\beta_c f_c b_w h_w \quad (8-19)$$

有地震作用组合:

$$\text{剪跨比} > 2.5 \text{ 时,} \quad V_w \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.20\beta_c f_c b_w h_w) \quad (8-20a)$$

$$\text{剪跨比} \leq 2.5 \text{ 时,} \quad V_w \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.15\beta_c f_c b_w h_w) \quad (8-20b)$$

式中: V_w ——剪力墙计算截面的剪力设计值;

f_c ——混凝土轴心抗压设计强度;

b_w, h_w ——矩形截面的宽度或 I 形截面、T 形截面的腹板宽度和截面高度;

β_c ——混凝土强度的影响系数。

(2) 偏心受压剪力墙斜截面抗剪承载力计算

由试验得到的剪力墙墙肢抗剪承载力经验公式如下:

无地震作用组合:

$$V_w \leq \frac{1}{\lambda - 0.5} \left(0.5f_t b_w h_w + 0.13N \frac{A_w}{A} \right) + f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} \cdot h_{w0} \quad (8-21)$$

有地震作用组合:

$$V_w \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1}{\lambda - 0.5} \left(0.4f_t b_w h_{w0} + 0.1N \frac{A_w}{A} \right) + 0.8f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} \cdot h_{w0} \right] \quad (8-22)$$

式中: b_w, h_{w0} ——墙肢腹板截面宽度和有效高度;

A, A_w ——I 形或 T 形截面的全截面面积和腹板面积,矩形截面 $A = A_w$;

N ——与剪力相应的截面轴向压力,当 $N > 0.2f_c b_w h_w$ 时,取 N 等于 $0.2f_c b_w h_w$,抗震设计时,应考虑地震作用组合;

f_{yh} ——水平分布钢筋抗拉强度设计值;

s ——水平分布钢筋间距;

A_{sh} ——配置在同一截面内水平分布钢筋各肢面积总和;

λ ——计算截面处的剪跨比, $\lambda = M/Vh_{w0}$ 。 $\lambda < 1.5$ 时,取 1.5; 当 $\lambda > 2.2$ 时,取 $\lambda = 2.2$, 此时 M 为与 V 相应的弯矩值, λ 应按距墙底 $h/2$ 处的弯矩设计值与剪力设计值计算。

(3) 偏心受拉剪力墙斜截面抗剪承载力计算

由试验得到的剪力墙墙肢抗剪承载力经验公式如下:

无地震作用组合:

$$V_w \leq \frac{1}{\lambda - 0.5} \left(0.5f_t b_w h_{w0} - 0.13N \frac{A_w}{A} \right) + f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} \quad (8-23)$$

有地震作用组合:

$$V_w \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1}{\lambda - 0.5} \left(0.4f_t b_w h_{w0} - 0.1N \frac{A_w}{A} \right) + 0.8f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} \right] \quad (8-24)$$

式中 N 为验算截面上与设计剪力 V_w 相应的拉力,其余符号同前。

需要注意的是式(8-23)、(8-24)中右边第一项小于0时,取其为0,即验算公式中不考虑混凝土的抗剪作用。

8.5 剪力墙连梁截面计算

连梁轴力较小,一般可以忽略,按受弯构件进行设计。由于连梁的跨高比较小,剪切破坏的可能性较一般受弯构件要大得多。

8.5.1 连梁正截面承载力计算

连梁可按普通受弯构件的抗弯承载公式进行计算,对于通常采用的对称配筋情况,纵筋面积按下式计算:

$$A_s = A'_s \geq \frac{M}{f_y (h_{b0} - a'_s)} \quad (8-25)$$

有地震作用组合时,应在公式中的 M 前乘以 γ_{RE} 。

8.5.2 连梁斜截面抗剪承载力计算

(1) 连梁最小截面尺寸

为了不使斜裂缝过早出现,或混凝土过早破裂,连梁的截面尺寸不应太小,应当满足下式要求:

无地震作用组合:

$$V_b \leq 0.25\beta_c f_c b_b h_{b0} \quad (8-26a)$$

有地震作用组合:

$$\text{跨高比大于 } 2.5 \text{ 时, } V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.20\beta_c f_c b_b h_{b0}) \quad (8-26b)$$

$$\text{跨度比不大于 } 2.5 \text{ 时, } V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.15\beta_c f_c b_b h_{b0}) \quad (8-26c)$$

(2) 连梁斜截面承载力计算

连梁的斜截面受剪承载力按下列公式计算:

无地震作用组合:

$$V_b \leq 0.6f_t b_b h_{b0} + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_{b0} \quad (8-27a)$$

有地震作用组合:

$$V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(0.5f_t b_b h_{b0} + 0.8f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_{b0} \right) \quad (8-27b)$$

式中: f_{yv} ——箍筋抗拉设计强度;

A_{sv} ——连梁抗剪箍筋的全部截面面积;

s ——连梁箍筋间距。

8.6 水平施工缝抗剪承载力计算

剪力墙结构在外荷载作用下易在水平施工缝处产生滑移破坏,因此《高层规程》规定,对一级抗震等级设计的剪力墙尚应验算水平施工缝处的受剪承载力,具体计算公式为:

$$V_w \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.6f_y A_s + 0.8N) \quad (8-28)$$

式中: V_w ——水平施工缝处的组合剪力设计值;

N ——水平施工缝处考虑地震作用组合的不利轴向力设计值,压力取正值,拉力取负值;

A_s ——剪力墙水平施工缝处腹板内竖向分布钢筋、竖向插筋和边缘构件(不包括两侧翼墙)纵向钢筋的总截面面积。

8.7 剪力墙的构造要求

8.7.1 一般规定

(1) 混凝土强度等级

剪力墙的混凝土强度等级不应低于 C20;短肢剪力墙-筒体结构的混凝土强度等级不应低于 C25。

(2) 剪力墙的厚度

①两端有翼墙或端柱的剪力墙厚度一、二级不应小于楼层高度的 1/20,且不应小于 160mm;一、二级底部加强区厚度不应小于层高的 1/16,且不应小于 200mm;当底部加强部位无端柱或翼墙时,截面厚度不宜小于楼层净高的 1/10。

②按三、四级抗震等级和非抗震设计的剪力墙厚度不应小于楼层高度的 1/25,且不应小于 140mm;其底部加强区厚度不宜小于层高的 1/20,且不宜小于 160mm。

③剪力墙井筒中,分隔电梯井或管道井的墙厚度可适当减少,但不小于 160mm(一、二级抗震)及 140mm(三、四级抗震)。

(3) 剪力墙轴压比及边缘构件设置

①一、二级抗震的框架-核心筒和筒中筒结构中的筒体,以及其他结构中的单肢墙和由跨

高比不小于 5 的连梁连接的矩形、T 形、L 形墙肢底部加强部位其最大平均轴压比不应超过表 8-1 的限值。

表 8-1 剪力墙轴压比限值

轴压比	一级(9 度)	一级(7、8 度)	二级
$\frac{N}{f_c A}$	0.4	0.5	0.6

注：N——重力荷载代表值作用下剪力墙墙肢的轴向压力设计值；
A——剪力墙墙肢截面面积；
 f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值。

②在非抗震设计的剪力墙以及①中所指抗震设计的剪力墙墙段或墙肢中底部加强部位最大平均轴压比不超过表 8-2 所列值时,按构造要求设置剪力墙边缘构件。

表 8-2 按构造要求设置剪力墙边缘构件的最大平均轴压比

轴压比	9 度	8 度一级	二级
$\frac{N}{f_c A_w}$	0.1	0.2	0.3

③当①中所指剪力墙墙段或墙肢最大平均轴压比介于表 8-1 与表 8-2 之间时,应设置符合表 8-3 要求的约束边缘构件。约束边缘构件沿墙肢长度 l_c 和边缘构件箍筋含箍特征值要求列于表 8-3;轴压比介于表中上、下限时, l_c 及含箍特征值由内插确定。含箍特征值 λ_v 与体积配箍率 ρ_v 之间存在如下关系:

$$\rho_v = \lambda_v \frac{f_c}{f_{yv}}$$

(8-29)

式中: f_c 、 f_{yv} ——混凝土轴心抗压强度设计值及箍筋的抗拉强度设计值。

表 8-3 约束边缘构件范围 l_c 及其配箍特征值 λ_v

项目	一级(9 度)	一级(7、8 度)	二级
λ_v	0.20	0.20	0.20
l_c (暗柱)	0.25 h_w	0.20 h_w	0.20 h_w
l_c (翼墙或端柱)	0.20 h_w	0.15 h_w	0.15 h_w

注：① λ_v 为约束边缘构件的配箍特征值， h_w 为剪力墙墙肢长度；
② l_c 为约束边缘构件沿墙肢方向的长度，不应小于表中数值、1.5 h_w 和 450mm 三者的较大值，有翼墙或端柱时尚不应小于翼墙厚度或端柱沿墙肢方向截面高度加 300mm；
③翼墙长度小于其厚度 3 倍或端柱截面边长小于墙厚的 2 倍时，视为无翼墙或无端柱。

8.7.2 剪力墙钢筋布置

(1) 剪力墙内水平及竖向分布钢筋布置

剪力墙除两端的竖向抗弯钢筋外,在墙体内还配有竖向及水平分布钢筋。竖向分布钢筋

抗弯、水平分布钢筋抗剪,配筋量均由计算确定。《高层规程》规定的水平及竖向分布钢筋的最小配筋率如表 8-4 所示。

表 8-4 剪力墙水平和竖向分布钢筋的配筋构造

		最小配筋率/%		最大间距	最小直径
		一般部位	加强部位	/mm	/mm
非抗震设计		0.15	0.2	横向 300 竖向 400	$\phi 6$ $\phi 8$
抗震设计	一级	0.25	0.25	300	$\phi 8$
	二级	0.20	0.25	300	$\phi 8$
	三、四级	0.15	0.2	300	$\phi 8$

注:①对三级抗震等级Ⅳ类场地上较高的高层建筑其一般部位最小配筋率应按二级抗震等级的数值采用;

②分布钢筋直径不宜大于墙肢厚度的 1/10。

剪力墙内分布钢筋的配置有两种形式,一种是单排配筋,另一种则是双排配筋。在工程设计中,一般都采用双排配筋。单排配筋使墙体内易出现温度收缩裂缝,位置也不容易固定,且缺乏平面外的抗弯能力。《高层规程》规定,一级抗震等级的剪力墙的所有部位和二级抗震的剪力墙加强部位应采用双排配筋,二级剪力墙的一般部位,三级、四级和非抗震剪力墙加强部位宜采用双排钢筋。

双排钢筋之间应采用拉筋连接,这样做有利于施工过程的定位和连接,拉筋直径不小于 6mm,间距不大于 700mm,拉筋应与外皮水平钢筋钩牢,底部加强部位的拉筋应适当加密。

水平钢筋在外皮还是内皮对受力关系不大,主要由施工方便来决定,为施工方便,水平分布筋一般在外面。

(2) 剪力墙端部钢筋布置

为了提高剪力墙的承载力,保证墙体的侧向稳定和增强剪力墙的延性,应在剪力墙端部设置边缘构件,并配置附加钢筋。

当按构造要求设置剪力墙边缘构件时,应符合下列要求:

①抗震设计的剪力墙按构造要求设置的端部竖向钢筋及箍筋列于表 8-5。其中竖向钢筋的无支长度不大于 300mm。凡剪力墙端部为端柱者,端柱中竖向钢筋及箍筋按柱的构造要求配置。

表 8-5 剪力墙构造边缘构件的配筋要求

抗震等级	底部加强部位			其他部位		
	纵向钢筋最小量 (取较大值)	箍 筋		纵向钢筋最小量 (取较大值)	箍筋或拉筋	
		最小直径 /mm	最大间距 /mm		最小直径 /mm	最大间距 /mm
一级	—	—	—	$0.008A_c, 6\phi 14$	8	150
二级	—	—	—	$0.006A_c, 6\phi 12$	8	200
三级	$0.005A_c, 4\phi 12$	6	150	$0.004A_c, 4\phi 12$	6	200
四级	$0.005A_c, 4\phi 12$	6	200	$0.004A_c, 4\phi 12$	6	250

注:①符号 ϕ 表示钢筋直径;

②对转角墙的暗柱,表中拉筋宜采用箍筋。

②非抗震设计的剪力墙,端部需按构造配置不少于 $4\phi 12$ 或 $2\phi 16$ 的竖向钢筋,沿竖向钢筋应配置不少于 $\phi 6@250$ 的拉接筋;

③暗柱、翼柱和端柱的最小配筋范围如图 8-4 所示,但 T 形翼柱可扩大到每侧一倍墙厚的翼缘部分。

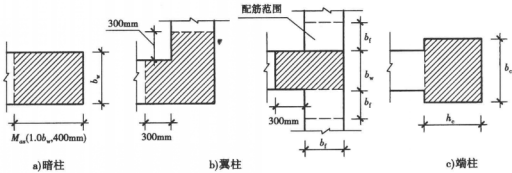


图 8-4 构造边缘构件的配筋范围

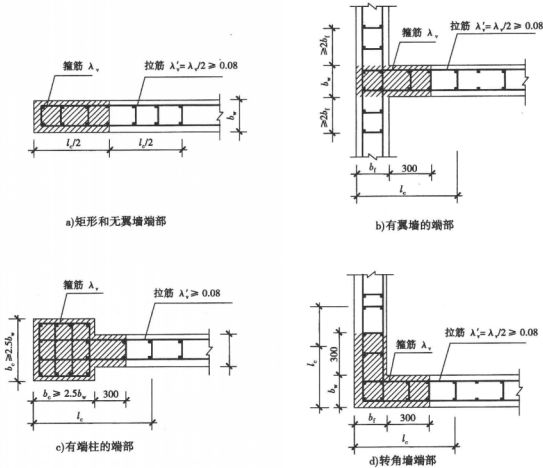


图 8-5 抗震墙的约束边缘构件

对于符合表 8-3 要求的约束边缘构件,竖向钢筋要求同表 8-5,其配筋范围如图 8-5 所示。

约束边缘构件的高度,应向上延伸到底部加强部位以上不小于约束边缘构件纵向钢筋锚固长度的高度。

8.7.3 剪力墙内分布钢筋的连接

(1) 水平钢筋连接

剪力墙内水平钢筋的连接应满足图 8-6 的要求,内外两排钢筋搭接位置应至少错开 500mm,钢筋搭接长度应为 l_{aE} ,应按下列要求取值:

一、二级抗震: $l_{aE} = 1.15l_a$

三级抗震: $l_{aE} = 1.05l_a$

四级抗震及非抗震设计: $l_{aE} = 1.00l_a$

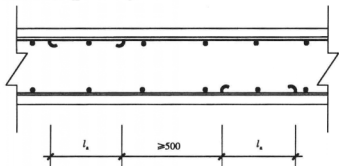


图 8-6 水平分布筋连接

(2) 竖向钢筋连接

剪力墙内竖向分布钢筋接头,对于一级抗震等级剪力墙所有部位和二级抗震等级剪力墙的加强部位,接头位置应错开,每次连接的钢筋数量不超过总数的 50%。其他剪力墙的钢筋可在同一部位连接(图 8-7);暗柱及端柱内纵向钢筋接头要求与框架柱相同。

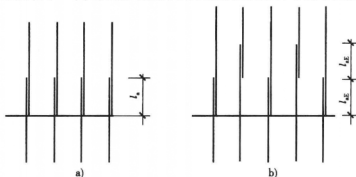


图 8-7 剪力墙内竖向钢筋的搭接

8.7.4 剪力墙洞口配筋

(1) 剪力墙上的零散设备洞口

当剪力墙墙身上洞口尺寸小于 800mm 时,可在周边附加补强钢筋,一般是切断多少,两侧补回多少钢筋,并使补强钢筋伸入墙内有足够的长度,当结构高度小于 50m 时,洞口每边的补强筋不少于 $2\phi 8$;当结构高度大于 50m 时,洞口每边配被截断钢筋量的一半(图 8-8a)。

当剪力墙上有直径较小的圆洞时,可用圆的钢套管加强,两侧加配 $2\phi 12$ 的钢筋(图 8-8b)。

(2) 有错洞的剪力墙

在结构设计中,有时会遇到墙体上叠合错洞的情况,一、二、三级抗震等级的剪力墙不宜采用错洞墙。当设计需要必须采用错洞墙时,洞口错开距离不宜小于 2m (图 8-9a)。

叠合错洞剪力墙使墙体应力分布不规则,力的传递路径不明确,存在局部应力集中现象,易产生剪切破坏,在抗震设计及非抗震设计时,均不宜采用叠合错洞墙,必须采用时应按图 8-9b)所示暗框架配筋。

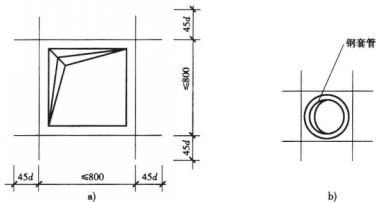


图 8-8 剪力墙开洞补强

底层局部错洞墙的暗框架如图 8-9c)所示,其标准层洞口部位的竖向钢筋应延伸至底层,并在一、二层形成上下连接的暗柱,二层洞口下设暗梁并加强配筋,底层墙截面的暗柱应伸入二层。

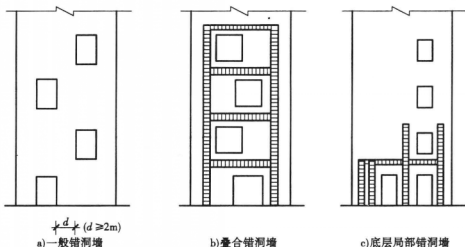


图 8-9 错洞剪力墙

8.7.5 连梁配筋构造

(1) 连梁水平钢筋

连梁的水平钢筋应上下对称布置,水平钢筋伸入墙内的锚固长度不应小于 600mm,并应满足下列要求:

一、二级抗震等级: $l_{a1} = 1.15l_a$

三级抗震等级: $l_{a1} = 1.05l_a$

四级抗震等级: $l_{a1} = l_a$

式中: l_a ——钢筋的锚固长度。

截面高度大于 700mm 的连梁,在梁的两侧面沿高度每隔 300 ~ 400mm 应设置一根直径不小于 10mm 的纵向构造钢筋(腰筋)。

在跨高比不大于 2.5 的连梁中,梁两侧的纵向分布筋的面积配筋率应不低于 0.25%,并可将墙肢中水平钢筋与连梁沿高配置的腰筋连续配置,以加强剪力墙的整体性。

(2) 连梁箍筋

连梁沿梁全长箍筋的构造要求应按框架梁端加密区箍筋要求采用,当为非抗震设计时,箍筋直径不应小于 $\phi 6$,间距不大于 150mm。

在顶层连梁伸入墙体的钢筋长度范围内,应设置间距小于 150mm 的构造箍筋,构造箍筋直径与该连梁的箍筋直径相同(图8-10)。

(3) 连梁洞口配筋

连梁中开小圆洞时,应采用预埋套管,洞口直径不大于连梁高度的 1/3,且洞口上、下有效高度不小于连梁高度的 1/3,并不小于 200mm,洞口四周设补强钢筋,洞口每边的补强钢筋不应小于 $2\phi 14$ (图 8-11)。

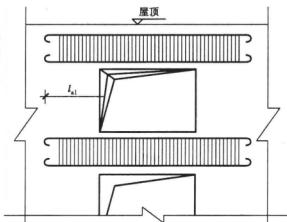


图 8-10 连梁配筋示意图

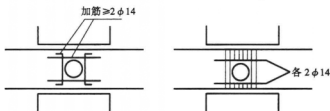


图 8-11 连梁洞口补强

连梁中开有方洞时,洞口的高度不应大于连梁高度的 1/3,洞口宽度不大于梁高。连梁被洞口分隔的上梁和下梁分别核算受剪承载力配箍筋,核算偏心受压承载力配置纵向钢筋,核算时上梁和下梁内力按下式计算(图 8-12):

$$\text{剪力设计值: } V_i = \frac{h_i^3}{h_1^3 + h_2^3} \cdot V_b$$

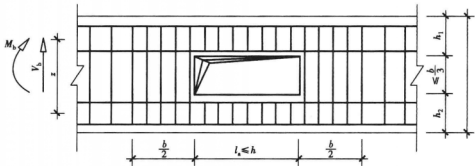


图 8-12 连梁开较大洞口要求

弯矩设计值: $M_i = V_i \cdot l_0/2$

轴力设计值: $N_i = M_b/z$

当连梁中有较大洞口时,应按铰接杆件设计。

8.8 算 例

例 8-1 某 12 层高层剪力墙结构中一片墙的横截面如图 8-13 所示。层高 2.9m, 结构总高 34.8m, 现浇混凝土强度等级为 C20, 二级抗震。底层墙内力组合见表 8-6。连梁设计剪力 $V = 149\text{kN}$ 。要求对墙肢 1 及连梁进行配筋计算。

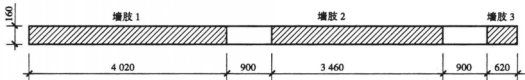


图 8-13

解 取第一组内力作为配筋计算的依据

截面尺寸: $h_w = 4\,020\text{mm}$, $h_{w0} = 3\,940$, $b_w = 160\text{mm}$

C20 混凝土: $f_c = 10\text{N/mm}^2$, $\alpha_1 = 1.1$, $\beta_1 = 0.8$

分布钢筋用 I 级钢: $f_{yw} = 210\text{N/mm}^2$

端部筋用 II 级钢: $f_y = 310\text{N/mm}^2$

表 8-6 各墙肢组合内力

	墙肢 1			墙肢 2			墙肢 3		
地震	M	N	V	M	N	V	M	N	V
向右作用	1 530.6	-366.1	188.7	982.6	-2 456.2	162.5	34.35	-731.9	28.9
向左作用	1 530.6	-2 917.1	-188.7	982.6	-663.8	-162.5	34.35	-600.1	-28.9

注: M 单位: $\text{kN} \cdot \text{m}$; N 、 V 单位: kN 。

1) 墙肢正截面强度验算

由表 8-4 知,分布钢筋构造要求为 $\rho_{sw} = 0.25\%$, 最小直径为 8mm, 现在取双层网配筋为 $\phi 8@250$ 。

$$A_{sw} = b_w h_w \rho_{sw} = 160 \times 4020 \times 0.25\% \text{ mm}^2 = 1608 \text{ mm}^2$$

$$x = \frac{\gamma_{RE} \cdot N + f_{yw} \cdot A_{sw}}{\alpha_1 f_c b_w + 1.5 f_{yw} A_{sw} / h_0} = \frac{0.85 \times 366.1 \times 10^3 + 210 \times 1608}{1.1 \times 10 \times 160 + \frac{1.5 \times 210 \times 1608}{3940}} \text{ mm} = 344.0 \text{ mm} < 2a'_s = 160 \text{ mm}$$

$$\xi_b = \frac{\beta_1}{1 + f_y / (0.0033 E_s)} = \frac{0.8}{1 + \frac{310}{0.0033 \times 2.1 \times 10^5}} = 0.544$$

$$\xi = x / h_{w0} = \frac{344}{3940} = 0.087 < \xi_b$$

因此墙肢 1 属于大偏心受压。

由式(8-7)计算端部竖向钢筋的面积:

$$A_s = A'_s = \frac{\gamma_{RE} \cdot N \left(e_0 - \frac{1}{2} h_w + \frac{1}{2} x \right) - \frac{1}{2} (h_{w0} - x) \cdot A_{sw} \cdot f_{yw}}{(h_{w0} - a'_s) f_y} = \frac{0.85 \times 366.1 \times 10^3 \times \left(1530.6 \times 10^3 / 366.1 - \frac{4020}{2} + \frac{344}{2} \right) - \frac{1}{2} (3940 - 344) \times 1608 \times 210}{(3940 - 140) \times 310} \text{ mm}^2 = 104.0 \text{ mm}^2$$

二级抗震剪力墙端部应设暗柱,取暗柱截面高 400mm,由表 8-5 知最小配筋为:

$$A_s = 0.008 \times 160 \times 400 \text{ mm}^2 = 512 \text{ mm}^2 > A_s = 104 \text{ mm}^2$$

暗柱竖向筋取 $4\phi 16$, $A_s = 804 \text{ mm}^2$, 暗柱配箍筋 $\phi 8@150$ 。

2) 墙肢斜截面强度计算

设计剪力: $V_w = 1.4V'_w = 1.4 \times 188.7 \text{ kN} = 264.18 \text{ kN}$

截面尺寸校核:

$$\text{由于 } \lambda = \frac{M}{V h_{w0}} = \frac{1530.6 \times 10^3}{188.7 \times 3940} = 2.05 < 2.5$$

由公式(8-20b)

$$\frac{1}{\gamma_{RE}} (0.15 \beta f_c b_w h_{w0}) = \frac{1}{0.85} (0.15 \times 1.0 \times 10 \times 160 \times 3940) \times 10^{-3} \text{ kN} = 1112.47 \text{ kN} >$$

$$V_w = 264.18 \text{ kN}$$

截面强度校核:

水平钢筋采用 $\phi 8@250$, 双排。

$$A_{sh} = 2 \times 50.3 \text{ mm}^2 = 100.6 \text{ mm}^2$$

$$N = 366.1 \text{ kN} < 0.2 f_c b_w h_{w0} = 0.2 \times 10 \times 160 \times 3940 \times 10^{-3} \text{ kN} = 1260.8 \text{ kN}$$

取 $N = 366.1 \text{ kN}$ 。

由公式(8-22)可知

$$\begin{aligned}
& \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1}{\lambda - 0.5} \left(0.4f_t b_w h_{w0} + 0.1N \frac{A_w}{A} \right) + 0.8f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} \right] \\
&= \frac{1}{0.85} \left[\frac{1}{2.05 - 0.5} (0.4 \times 1.1 \times 160 \times 3940 + 0.1 \times 366.1 \times 10^3) + 0.8 \times 210 \times \frac{100.6}{250} \times 3940 \right] \times \\
&\quad 10^{-3} \text{ kN} \\
&= 551.7 \text{ kN} > V_w = 264.18 \text{ kN}
\end{aligned}$$

满足要求。

3) 连梁配筋计算

连梁截面尺寸: $b_b = 160 \text{ mm}$, $h_b = 900 \text{ mm}$, $h_{b0} = 730 \text{ mm}$

连梁设计剪力: $V_b = 1.2 \times 149 \text{ kN} = 178.8 \text{ kN}$

连梁设计弯矩: $M_b = 149 \times \frac{0.9}{2} \text{ kN} \cdot \text{m} = 67.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$

抗弯强度计算:

由公式(8-25)得:

$$A_s \geq \frac{\gamma_{RE} M}{f_y (h_{b0} - a'_s)} = \frac{0.75 \times 67.1 \times 10^6}{310 \times (730 - 40)} \text{ mm}^2 = 235 \text{ mm}^2$$

选用 $2\phi 14$, $A_s = 308 \text{ mm}^2$, 各层连梁配筋相同。

连梁截面尺寸验算:

由于跨高比 $900/900 = 1 < 2.5$, 由公式(8-26c)得:

$$\frac{1}{\gamma_{RE}} (0.15\beta_c f_c b_b h_{b0}) = \frac{1}{0.85} (0.15 \times 1.0 \times 10 \times 160 \times 730) \text{ N} = 206.1 \text{ kN} > V_b = 178.8 \text{ kN}$$

满足要求。

斜截面承载力验算:

箍筋按构造取为 $\phi 8 @ 100$, 由式(8-27b)得:

$$\begin{aligned}
& \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(0.5f_t b_b h_{b0} + 0.8f_{yv} \frac{A_w}{s} h_{b0} \right) \\
&= \frac{1}{0.85} \left(0.5 \times 1.1 \times 160 \times 730 + 0.8 \times 210 \times \frac{2 \times 50.3}{100} \times 730 \right) \times 10^{-3} \text{ kN} \\
&= 220.7 \text{ kN} > V_w = 178.8 \text{ kN}
\end{aligned}$$

满足要求。

思考题与习题

1. 剪力墙设计包括哪些主要内容?
2. 剪力墙加强区位置如何确定?
3. 剪力墙墙肢及连梁内力如何调整? 为什么要调整?
4. 剪力墙正截面承载力计算公式与柱的有何异同?
5. 在剪力墙斜截面抗剪承载力计算中, 非抗震时的计算公式与抗震时的计算公式有何区别?

6. 剪力墙发生剪切破坏时有几种破坏形态？设计时如何避免？
7. 连梁发生剪切破坏时有几种破坏形态？如何避免？
8. 剪力墙主要有哪些构造要求？
9. 对例题中墙肢 2 和墙肢 3 进行配筋计算。

第9章

筒体结构设计简介

9.1 筒体结构分类及受力特点

筒体结构是框架-剪力墙结构和剪力墙结构的演变和发展,它将抗侧力结构集中设置于建筑物的内部或外部而形成空间封闭的筒体。筒体结构具有很大的抗侧刚度和抗水平推力的能力,它如同竖立在地面上的悬臂巨型箱形截面梁,具有优良的空间工作性能。随着房屋高度增加,它的空间作用愈明显,因此筒体结构一般应用于层数多或高度较大的结构。

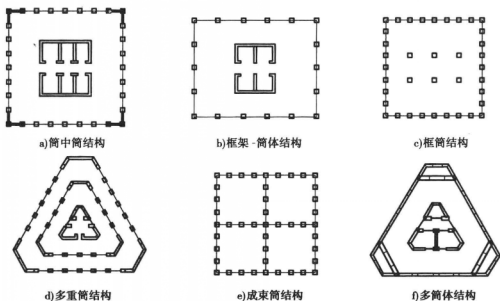


图 9-1 筒体结构的类型

筒体结构根据房屋高度、水平作用的性质及大小,可采用钢或钢筋混凝土建造。筒体结构的类型很多,见图 9-1。图 9-1a)是最一般的筒中筒结构,它由中央内筒和周边外框筒组成,内筒集中布置了楼电梯间和服务性房间,构成一个剪力墙薄壁筒,外筒为密柱(柱间距为 3m 以内)高梁所组成的空间筒体,它具有很大的刚度,外围密柱到下部楼层往往通过转换层转换为大柱距以形成入口。当建筑功能不希望采用外围密柱时,外围是大柱距框架,这时便构成图 9-1b)所示框架-筒体结构。一些办公和通讯建筑因功能上的要求,不能设置内筒,这时可

采用单一的框筒结构,如图 9-1c) 所示。当建筑物高度大,受到的水平荷载较大,筒中筒结构的强度和刚度不能满足要求时,可以采用多重筒结构(图 9-1d)和成束筒结构(图 9-1e)。在建筑平面内也可以布置多个筒体,形成如图 9-1f) 所示的多筒体结构。

筒体结构的基本特征是:水平荷载主要是由一个或多个筒体承受。筒体可以是剪力墙薄壁筒,也可以是密柱框筒。

在水平荷载作用下,不仅平行于荷载方向的腹板框架起作用,而且垂直于荷载方向的翼缘框架也起作用(图 9-2),但是,框筒和理想筒体是有区别的。理想筒体在水平力作用下,截面保持平面,腹板应力直线分布,翼缘应力处处相等,而实际框筒则腹板框架轴力曲线分布,翼缘框架轴力分布也不均匀,靠近角柱处轴力最大,远离角柱处轴力变小。框筒中这种应力不保持直线分布的现象称为剪力滞后现象。由于存在剪力滞后现象,因此筒体结构虽然整体空间工作,但不能按平截面假定进行内力计算。

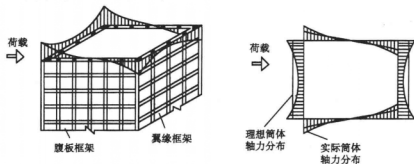


图 9-2 筒体的受力特点

筒体结构中剪力墙筒截面较大,它承受了水平剪力的大部分,其余由柱承受;外荷载产生的倾覆力矩则绝大部分由框筒柱轴力以及墙肢轴力产生的整体弯矩来平衡。因此,在筒体结构中柱和墙肢的弯矩相对较小,具有较大的强度与刚度,并且也比较经济。

9.2 结构布置及截面尺寸

9.2.1 结构的竖向布置

筒体结构宜上下体型一致,竖向结构不宜外伸内收,使整个结构如同等截面悬臂箱形梁一样整体工作,因而筒体结构一般都具有棱柱状、圆柱状的简单体型。外周采用密柱框筒以形成筒中筒结构时,上层柱距为 2.0~3.5m,如果全部柱都落地,则无法形成建筑物较大的入口,此时一般都在底部某一层设置转换结构(桁架、梁、墙或拱)来承托上部柱子并将荷载传递到大柱距柱子上去。图 9-3 就是采用转换梁扩大框筒底层柱距的实例。

9.2.2 平面形状和尺寸

(1) 平面形状

筒体结构宜采用简单的平面形状,对于筒中筒和框架-筒体结构,首先考虑有双对称轴的

圆形、正方形、矩形和正多边形平面,其次为正三角形、截角三角形平面等,内筒宜居中,矩形平面的长宽比不宜大于2。

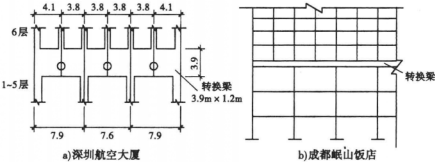


图 9-3 转换梁

由多个筒体构成的平面,形状可以更为自由、复杂一些,但还是力求对称、减少扭转的影响。

(2) 内外筒尺寸的比例

内筒有较大的刚度,是主要抵抗水平力的结构,因此内筒尺寸不宜太小,内筒的边长可为高度的1/10~1/15,如有另外的角筒和剪力墙时,内筒平面尺寸还可适当减小。对于三角形平面宜切角,外筒的切角长度不宜小于相应边长的1/8,其角部可设置刚度较大的角柱或角筒;内筒的切角长度不宜小于相应边长的1/10,切角处的筒壁宜适当加厚。

内外筒之间为有效使用面积,如果内筒太大,内筒面积所占比例太大,则建筑布置上不合理。一般情况下,内外筒之间净距宜大于7m,但不宜大于9m,采用预应力楼盖时,可达到10~12m。

(3) 构件截面尺寸

1) 内筒

内筒的筒墙厚度一般较大,可为350mm以上,一般采用400~500mm。内筒其他墙厚一般为200~250mm。如果刚度不够,则内筒除筒墙外,可以适当加厚几道主要的其他墙。

2) 外筒

① 柱

外围采用框筒时,柱距一般不宜超过3m,以2.5~3.0m为最常用。采用一般框架时,柱距可为4.5~8m。

外框筒柱主要在筒壁平面内受力,因此不论是翼缘框架柱还是腹板框架柱都宜用矩形截面,长边在框筒平面内。

角柱协调翼缘框架与腹板框架的变形,使之共同受力,因此角柱宜有较大的刚度,一般角柱截面取中柱的1~2倍为宜。角柱可以采用L形、方形甚至采用箱形截面的小角筒。

② 梁

外筒梁可以与柱同宽,也可以略小于柱宽。外筒梁截面高度宜大于梁净跨的一半且不宜小于柱净距的1/4及600mm,应满足下列要求:

A. 无地震作用组合

$$V_b \leq 0.25\beta_c f_c b_b h_{b0} \quad (9-1a)$$

B. 有地震作用组合

当跨高比大于2.5时

$$V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.20\beta_c f_c b_b h_{b0}) \quad (9-1b)$$

当跨高比小于2.5时

$$V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.15\beta_c f_c b_b h_{b0}) \quad (9-1c)$$

式中: V_b ——框筒梁剪力设计值;

b_b ——框筒梁截面宽度;

h_{b0} ——框筒梁截面的有效高度;

β_c ——混凝土强度影响系数。

③外筒体的开孔率

外筒要求作为箱形截面整体工作,因此开孔面积不宜过大。开孔过大,梁、柱截面减小,接近于一般框架,这时,剪力滞后现象更为严重,材料用量相应增加。设计外筒体时,开孔率不宜小于50%,不宜大于60%,洞口高宽比宜与层高与柱距之比值相似。

(4)高宽比

筒体结构只有在细高的情况下,才能类似于竖向悬臂箱形梁,发挥其空间整体作用。一般情况下 H/B 宜大于4,至少不小于3,且筒体结构的高度不宜低于60m。

(5)楼板方案的选择

内筒与外框筒(外框架)之间一般留有较大的间距,一般达8~12m。间距大不仅更好地满足建筑使用要求,而且使得内、外筒受到的轴压力加大,减少或避免竖向构件在水平荷载作用下产生的轴向拉力。

筒体结构楼面体系常用形式有:

①梁板体系。这种梁板体系用材料较省,经济指标好,但要求层高较高,因为梁、板的截面总高度大。

②扁梁梁板体系。在层高受到限制时,梁可采用宽而扁的截面形式,这样可以减小结构总高度。

③密肋楼盖。由于梁间距小(1.2~1.5m),梁的高度可以降低。

④平板体系。平板占结构高度很小,楼面光洁,适用小的层高。但平板厚度大,不经济,自重较大。

⑤预应力平板体系。在平板内施加预应力,可以增大刚度、减小板厚,但施工较复杂。

筒体结构在内外筒之间角区楼板的布置是一个十分重要的问题,因为角区楼板双向受荷,支承情况复杂。角区楼板大体有3种布置方式(图9-4)。

A. 角部布置斜梁,两个方向的楼面梁在斜梁上相交,受力明确,但梁长短不一,构件类型多,斜梁高度大,会妨碍管道穿行(图9-4a)。

B. 单向密肋楼盖。结构布置简单,但有一根梁受力很大,有时可以隔层转换一个梁布置的方向(图9-4b)。

C. 角区双向密肋楼盖。结构高度小,有利于降低层高,但计算比较复杂(图9-4c)。

从角柱受力来看,斜梁集中了较大的静载,传给角柱一个大的轴压力,对减少水平荷载产生的轴向拉力十分有利;密肋楼盖则角柱轴压力很小,角柱容易在水平荷载作用下产生拉力。

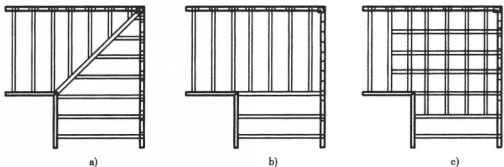


图 9-4 角区楼面布置

9.3 筒体结构分析方法

筒体结构是复杂的三维空间结构,它由空间杆件和薄壁杆件组成,因为杆件和节点数量众多,受力非常复杂。在实际工程中多采用较为精确的空间结构三维分析方法,但在初步设计及方案阶段选择结构截面尺寸时,常常需要较为简单的方法进行估算。

对于具有双对称主轴的规则筒体结构,采用近似方法进行分析时,只能将框架(框筒)和实腹墙筒体分别进行计算,因此首先应将水平力在二者之间进行分配。

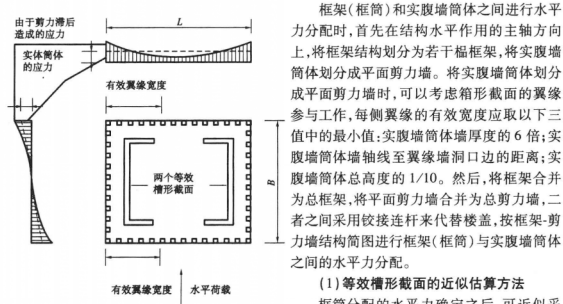


图 9-5 矩形筒体的等效槽形截面

框架(框筒)和实腹墙筒体之间进行水平力分配时,首先在结构水平作用的主轴方向上,将框架结构划分为若干榀框架,将实腹墙筒体划分成平面剪力墙。将实腹墙筒体划分成平面剪力墙时,可以考虑箱形截面的翼缘参与工作,每侧翼缘的有效宽度应取以下三值中的最小值:实腹墙筒体墙厚度的 6 倍;实腹墙筒体墙轴线至翼缘墙洞口边的距离;实腹墙筒体总高度的 1/10。然后,将框架合并为总框架,将平面剪力墙合并为总剪力墙,二者之间采用铰接连杆来代替楼盖,按框架-剪力墙结构简图进行框架(框筒)与实腹墙筒体之间的水平力分配。

(1) 等效槽形截面的近似估算方法

框筒分配的水平力确定之后,可近似采用材料力学的方法估算梁、柱的截面尺寸。

1) 等效槽形截面

矩形框筒的翼缘框架由于存在剪力滞后作用,因此角柱的轴力较大,而在中央部位柱的轴力较小,则可以忽略翼缘框架中部一些柱的作用,将矩形框筒简化为双槽形截面,如图 9-5 所示,采用平截面假定,按材料力学方法进行计算。

矩形框筒结构的等效槽形截面翼缘的有效宽度 b 可以取以下三值中的最小值:

框筒腹板框架全宽 B 的 $1/2$;

框筒翼缘框架全宽 L 的 $1/3$;

框筒总高度 H 的 $1/10$ 。

2) 整体弯曲内力

将双槽形截面视为整体截面,其组合截面惯性矩 I_f 为:

$$I_f = \sum_{j=1}^m I_{qj} + \sum_{j=1}^m A_{qj} r_j^2 \quad (9-2)$$

式中: I_{qj} 、 A_{qj} ——槽形截面各柱的惯性矩和截面面积;

r_j ——柱中心至槽形截面形心的距离。

框筒柱的轴力和梁的剪力分别为:

$$N_{qj} = \frac{M r_j A_{qj}}{I_f} \quad (9-3a)$$

$$V_{bj} = \frac{V S_j h}{I_f} \quad (9-3b)$$

式中: M 、 V ——框筒结构承受的楼层弯矩和楼层剪力;

S_j ——梁到双槽形截面边缘间各柱截面对槽形截面形心的静面矩;

h ——框筒结构楼层高度。

框筒梁的弯矩:

$$M_{bj} = \frac{l_{0j}}{2} \cdot V_{bj} \quad (9-3c)$$

式中: l_{0j} ——框筒梁的净跨度。

3) 框的弯矩和剪力

框筒柱的剪力:

$$V_{qj} = \frac{D_i}{\sum D_j} \cdot V \quad (9-4a)$$

框筒柱的弯矩:

$$M_{qj} = V_{qj} \cdot y \approx V_{qj} \cdot h/2 \quad (9-4b)$$

式中: D_j ——框筒柱的抗侧刚度;

y ——框筒柱的反弯点高度。

(2) 展开平面框架法

展开平面框架法是把规则框筒结构等效为一平面框架,将空间问题化为平面问题,用平面框架有限元计算机程序分析。

一般框筒结构是双轴对称的,因此可以取出其 $1/4$ 进行计算(图 9-6)。

在平行于荷载方向的腹板框架对称轴上,柱的轴向位移为零,因此可用竖向位移约束来表示;在翼缘框架的对称轴上,水平位移为零,可用水平位移约束条件来表示。角柱的作用是将腹板框架柱的轴向变形传递到翼缘框架,使其参加工作。因此角柱的作用可以用一个只传递剪力,但不传递弯矩和轴力的虚拟构件来代替。角柱在翼缘框架和腹板框架各取一半面积,惯性矩按各自方向的惯性矩取用(图 9-7)。

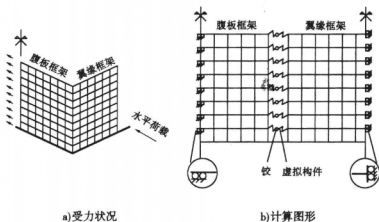


图 9-6 展开平面框架法

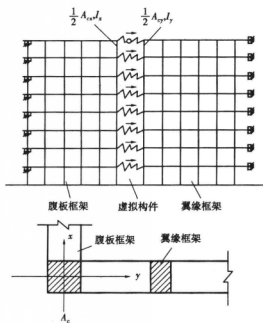


图 9-7 角柱计算图形

(3) 三维空间分析方法

将框筒的梁柱简化为带刚域杆件,按空间杆系方法求解,每个结点有 6 个自由度。将内筒视为薄壁杆件,外筒与内筒通过楼板连接协同工作。通常假定楼板为平面内无限刚性板,忽略其平面外刚度。楼板的作用只是保证内外筒具有相同的水平位移,而楼板与筒之间无弯矩传递关系。

本方法只能通过计算机程序实现,用杆系有限元矩阵位移法计算,是目前用得最多的方法。

思考题与习题

1. 筒体有哪些类型？受力有何特点？
2. 框筒结构为何存在剪力滞后效应？有何特点？
3. 筒中筒结构中，楼板布置方案有哪几种？角区楼板布置方式有哪些？
4. 筒体结构近似分析方法有哪些？各有什么特点？

第 10 章

高层建筑的计算机分析简介

10.1 概 述

高层结构采用计算机计算,其方法大体有三种:一是矩阵位移法;二是有限元方法;三是有限条方法。这三种方法中,矩阵位移法和有限条方法在高层建筑结构的计算中应用得广泛。

10.1.1 矩阵位移法

矩阵位移法的要点如下:

- ①连接点位移为基本未知量;
- ②将结构离散为单元,建立单元刚度方程;
- ③将单元集成整体,建立整体刚度方程;
- ④求解整体刚度方程。

10.1.2 空间协同工作分析方法

空间协同工作程序按协调条件分配水平力,按单片结构进行内力计算,将空间结构分解为平面结构的组合,故可简化计算,但也带来近似性。

协同工作程序适用于规则框架、框-剪和剪力墙结构,结构布置为正交或接近正交。

10.1.3 三维空间分析方法

将结构视为杆件(梁、柱)和薄壁杆件(墙)的集合,按矩阵位移法直接由单元刚度矩阵形成总刚度矩阵后求解。

这一方法适应性广,比较准确,解决了高层结构计算方法的普及问题。

10.2 常 用 软 件

选用计算程序的标准是:实用、经济、方便。国内外结构计算程序很多。本节介绍一些实用计算机程序。

10.2.1 TBSA 软件

(1) 程序编制的技术依据

TBSA 依据的有关标准是:《建筑抗震设计规范》、《混凝土结构设计规范》、《建筑结构荷载规范》和《钢筋混凝土高层建筑结构设计与施工规程》。

(2) TBSA 5.0 版本功能细目

表 10-1 TBSA 5.0 版本功能细目

	分项	子项
1. 适用性	1.1 适用范围	1.1.1 任意平面形状 1.1.2 复杂体型 1.1.3 各种结构体系
	1.2 解题能力	1.2.1 ≤ 300 层 1.2.2 每层柱数 $\leq 1\ 000$ 1.2.3 每层梁数 $\leq 2\ 000$
	1.3 数据输入	1.3.1 分标准层按坐标输入 1.3.2 屏幕图形输入 1.3.3 自动导荷载
	1.4 数据检查	1.4.1 逻辑检查 1.4.2 合理性检查 1.4.3 平面图形显示 1.4.4 三维立体显示 1.4.5 形成原始数据存档文件
	1.5 操作方便	1.5.1 汉字提示,菜单操作 1.5.2 程序运行管理 1.5.3 容错性,防止误操作
	1.6 结果简明	1.6.1 按需要选择打印 1.6.2 结果存盘,随时调用 1.6.3 可选任一层计算内力配筋 1.6.4 输出平面简图、荷载简图、配筋图
2. 准确性	2.1 计算简图	2.1.1 空间三维杆系 2.1.2 6 个自由度,其中 3 个公共自由度
	2.2 结果可靠	2.2.1 自振周期合理 2.2.2 底部剪力合理 2.2.3 内力值正常、配筋正常 2.2.4 对称性 2.2.5 渐变性 2.2.6 平衡性
	2.3 标准考题	2.3.1 基本考题(20 层) 2.3.2 极限考题(300 层)
	2.4 试验验证	有机玻璃、混凝土模型试验
	2.5 工程实践	大量工程应用

续表

	分项	子项
3. 规范性	3.1 地震作用内力	3.1.1 单塔一般用平移 3,6 振型 3.1.2 弯扭耦连可达 72 振型 3.1.3 周期折减 Ψ_T 3.1.4 竖向地震作用
	3.2 内力计算	3.2.1 竖向分层加载 3.2.2 框架剪力调整 3.2.3 梁端弯矩调幅、梁弯矩放大
	3.3 内力组合	竖向荷载内力 + 风内力 + 水平地震内力 + 竖向地震内力全部 133 组、控制 33 组
	3.4 截面内力调整	角柱、底层、柱端、梁端、内力调整
	3.5 截面尺寸控制	3.5.1 抗剪要求最小尺寸 3.5.2 ξ 值控制 3.5.3 轴压比控制
	3.6 截面计算	弯、剪、扭、偏压、偏拉
	3.7 构造配筋	$\rho_{\min} \rho_{\text{vmin}} \rho_{\max} \rho_{\text{vmax}}$
4. 完备性	4.1 提供用户资料	4.1.1 编制原理 4.1.2 技术条件 4.1.3 使用手册 4.1.4 例题
	4.2 接口	4.2.1 CAD 接口 4.2.2 时程分析接口 4.2.3 平面有限元分析接口 4.2.4 基础程序接口
	4.3 其他	4.3.1 防病毒免疫性 4.3.2 加密

10.2.2 TBSACAD 辅助设计系统

(1)主要功能

适用于任意平面形状和竖向体型的任意结构体系钢筋混凝土结构施工图设计；
结构分析和辅助设计全部信息利用图形交互快速生成；
全系统操作都采用汉字提示；
与空间分析过程融为一体，计算结果自动转换为辅助施工图设计信息；
可以完成梁、柱、楼板和剪力墙的全部施工图纸；
可对结构梁、柱、墙、板中间结果用图形交互方法进行人工干预、修改、补充；
梁、柱施工图可以分别按南方或北方的习惯采用模板式或列表式绘制；
可以直观地在屏幕上图形交互画梁、柱、墙、板施工图，成为结构工程师的绘图工具；
可以进行结构经济技术指标计算，便于进行方案比较与概算。

(2) TBSACAD 适用范围

TBSACD 系统适用于辅助多层及高层民用建筑结构施工图设计,类似于民用建筑的轻工业厂房可参考应用。

适用的结构形式为:框架、剪力墙、框架-剪力墙及筒体结构。

楼盖可采用现浇楼板或规则的预制板。结构可为非抗震设计及 6~9 度抗震设计。

10.3 机算结果产生错误的原因

高层结构布置复杂,构件很多,计算后输出数据量非常大。如何对计算结果进行分析,是非常重要的问题。用计算机进行计算,并不能保证计算结果一定可以在施工图中用,必须根据工程设计的经验,对计算结果进行分析、判断,根据其正确与否,决定能否作为设计的依据。

计算结果产生错误的原因大致有 3 个方面:

①程序本身编制有错误。程序编制人员对规范条文和设计习惯不熟悉,对规范理解不正确,那么,即使力学分析部分正确,也会出现错误结果。何况高层建筑结构程序复杂,成千上万条语句,几百条通道,在调试程序过程中,难以一一审核,如果未经过大量工程应用的检验,是很难完全发现错误的。同样,若在编制程序过程中,计算模型简化不合理,则会出现计算精度难以把握,甚至出错。如复杂开洞剪力墙或框支剪力墙上下连接不当,出现过大概域;上下体型变化较大的框剪结构没有分塔块,按全楼进行了剪力调整等等,会导致严重错误。

②数据错误。一个工程要准备成千上万的原始数据,出错机会非常多,虽然多方审校,也难以保证不出错误。在输入过程中,若几何或荷载数据有错,则会出现严重错误。

③采用解密盗版软件,也会出现意想不到的严重错误。

所以,设计人员必须判断计算结果的正误后,才能将结果用于工程设计。

10.4 机算结果的正确性分析

本节内容是对比较规则的、常规的、大量的高层建筑来说的。对于特殊的、体型复杂的和采用新结构体系的高层建筑,则应视具体情况具体分析,不宜笼统套用。

本节中有关周期、振型等论述,都是非耦连方法进行振型分解反应谱法的结果。采用弯扭耦连振动方法计算地震作用,目前积累经验不多,还有待于今后进行更多的工作。

计算结果的大致判断可按以下的项目进行:

(1) 自振周期

按正常的设计,大量工程的自振周期一般在下列范围(未考虑周期折减的计算值):

$$\text{框架结构} \quad T_1 = (0.12 \sim 0.15)n \quad (10-1)$$

$$\text{框架-剪力墙和框架-筒体结构} \quad T_1 = (0.08 \sim 0.12)n \quad (10-2)$$

$$\text{剪力墙结构和筒中筒结构} \quad T_1 = (0.04 \sim 0.05)n \quad (10-3)$$

式中: n ——建筑物的层数。

$$T_2 = (1/3 \sim 1/5)T_1 \quad (10-4)$$

$$T_3 = (1/5 \sim 1/7) T_1 \quad (10-5)$$

如果周期偏离上述数值太远,应当考虑本工程刚度是否太大或太小,必要时调整结构截面尺寸。

如果结构截面尺寸和布置正常,无特殊情况而计算周期相差太远,应检查输入数据有无错误。此外,周期出现非常无理的数字,也有可能采用了解密盗版软件。

(2) 振型曲线

正常计算结果的振型曲线多为连续光滑曲线(图 10-1)。第一振型没有零点;第二振型的零点在 $(0.7 \sim 0.8)H$ 的高度上;第三振型的零点分别位于 $(0.4 \sim 0.5)H$ 和 $(0.8 \sim 0.9)H$ 的高度上。

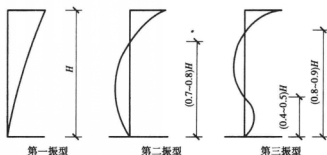


图 10-1 振型曲线

当沿竖向有非常激烈的刚度和质量突变时,振型曲线有可能出现不光滑的畸变点。

(3) 地震作用

据目前许多工程计算的结果,在正常设计的条件下(截面尺寸在常规范围内,常用的结构体系和轴线尺寸等),底部剪力约在下列范围内较为正常:

$$8 \text{ 度、II 类场地: } F_{EK} \approx (0.03 \sim 0.06) G \quad (10-6)$$

$$7 \text{ 度、II 类场地: } F_{EK} \approx (0.015 \sim 0.03) G \quad (10-7)$$

式中: F_{EK} ——结构底部水平地震作用标准值;

G ——建筑物的重力荷载。

层数多、刚度小时,偏于较小值;层数少、刚度大时,趋于较大值。

当计算的地震作用小于上述的下限时,宜适当加大结构的截面尺寸,提高其刚度,使设计地震作用不至于太小而不安全;当地震作用超出上限值太多时,应适当减小结构的刚度,使得结构设计比较经济合理。

一般情况下,振型分解反应谱法计算得到的结构底部剪力小于按简化的底部剪力求得的数值。只有在结构刚度、质量沿竖向变化非常大、很不均匀时,才会出现振型组合法计算结果较大的现象。

通常,采用振型分解反应谱法计算水平地震作用时,第一振型的底部剪力 V_{01} 大于第二振型的 V_{02} ,第二振型的 V_{02} 大于第三振型的 V_{03} 。只有在下列情况下才会出现高振型地震作用反而起控制作用的情况:

- ① 结构刚度很小,自振周期很长;
- ② 结构刚度、质量沿竖向变化很大;
- ③ 结构顶部带有高塔。

如果是由于结构的刚度、质量沿竖向变化很大而产生高振型地震作用起控制、简化计算方法得到的底部剪力值反而小的现象时,说明结构设计上已经不很合理了,应与建筑专业人员协商,尽可能加以调整。

(4) 水平位移特征

将位移参考点上各层水平位移画成曲线,一般情况下不应出现畸点,曲线应连续、光滑。

剪力墙结构是竖向悬臂弯曲构件,其位移曲线是弯曲型,越往上层,水平位移增长越快(图 10-2a)。

框架的变形曲线呈剪切型,上部位移增长越来越慢(图 10-2c)。

框架-剪力墙和框架-筒体结构的水平位移曲线介于以上两者之间,基本上呈 S 形(图 10-2b)。

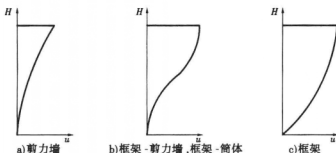


图 10-2 水平位移曲线

水平位移满足《高层规程》的要求,是合理设计的必要条件之一,但不是充分条件。即是说:合理的设计,水平位移应满足限值;但是水平位移限值的满足,还不一定是合理的结构,还要考虑周期、地震作用大小等综合条件。

因为,抗震设计时,地震作用大小与刚度直接相关,当刚度小,结构并不合理时,由于地震作用也小,所以位移也有可能在规定范围内,此时并不能认为结构合理,因为它的周期长、地震作用太小,并不安全。

《高层规程》位移限值放松较多,较容易满足,因此,还应综合其他因素。

(5) 内外力平衡

平衡条件程序软件本身已经过严格检查,但为防止计算过程中的偶然因素,必要时可检查底层的平衡条件:

$$\sum N_i = G \quad (10-8)$$

$$\sum V_i = \sum P \quad (10-9)$$

式中: N_i ——底层柱、墙在单组重力荷载下的轴力,其和应等于总重量 G ;

V_i ——风荷载作用下的底层墙柱剪力,求和时应注意局部坐标与整体坐标的方向不同;

$\sum P$ ——全部风力值。

对地震作用不能校核平衡条件,因为各振型采用 SRSS 法或 CQC 法进行内力组合后,不再等于总地震作用。

(6) 对称性

对称结构在对称外力作用下,对称点的内力与位移必须对称。软件程序本身已保证了计

算结果对称性。如有反常现象,应检查输入数据是否正确。

(7) 渐变性

竖向刚度、质量变化较均匀的结构,在较均匀变化的外力作用下,其内力、位移等计算结果自上而下也应均匀变化,不应有大正大负、大出大进等突变。

(8) 合理性

设计较正常的结构,一般而言不应有太多的超限截面,基本上应符合以下规律:

- ①柱、墙的轴力设计值绝大部分为压力;
- ②柱、墙大部分为构造配筋;
- ③梁基本上无超筋;
- ④除个别墙段外,剪力墙符合截面抗剪要求;
- ⑤梁截面不满足抗剪要求或抗扭超限的不多。

符合上述 8 项要求,可以认为计算结果大体正常,可以在工程设计中应用。

参考文献

- [1] 赵西安. 钢筋混凝土高层建筑设计. 北京: 中国建筑工业出版社, 1995
- [2] Smith B. S, Coull A. Tall Building Structures: Analysis and Design, 1991
- [3] 刘大海, 杨翠如. 高层建筑结构方案优选. 北京: 中国建筑工业出版社, 1996
- [4] 包世华, 方鄂华. 高层建筑结构设计(第二版). 北京: 清华大学出版社, 1990
- [5] 胡庆昌. 钢筋混凝土房屋抗震设计. 北京: 地震出版社, 1991
- [6] 黄本才. 高层建筑结构计算与设计. 上海: 同济大学出版社, 1998
- [7] Ю. Козэк, Конструкции Высотных Зданий, Госстройиздат, Москва, 1986
- [8] ХджиВВ. Расчет Многоэтажных Зданий Со связевых Каркасом Москва: Стройиздат, 1977
- [9] R. K. Livesley. Matrix Methods of Structural Analysis, 1975
- [10] 梁启智. 高层建筑结构分析与设计. 广州: 华南理工大学出版社, 1992
- [11] 李培林, 吴学敏. 多层与高层混凝土建筑设计. 北京: 中国建筑工业出版社, 1998
- [12] 滕家禄, 奚毓堃. 高层建筑结构抗震设计. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997
- [13] 方鄂华. 多层及高层建筑结构设计. 北京: 地震出版社, 1992
- [14] 戴自强, 赵彤. 钢筋混凝土房屋结构. 天津: 天津大学出版社, 1998
- [15] 沈祖炎. 多层及高层房屋结构设计. 上海: 上海科学技术出版社, 1979
- [16] 钱令希. 超静定结构学. 中国科学图书仪器公司, 1951
- [17] 宋天齐. 框架结构最大高度的讨论. 建筑结构, 1999(6)
- [18] 李宏男. 多层及高层建筑结构设计. 北京: 中国建筑工业出版社, 1998
- [19] 何广乾. 高层建筑设计施工. 北京: 科学出版社, 1994
- [20] 周锡元. 场地·地基·设计地震. 北京: 地震出版社, 1990
- [21] 波多利斯基 ДМ. 高层建筑结构空间计算. 北京: 科学出版社, 1983
- [22] 刘大海. 建筑抗震构造手册. 北京: 中国建筑工业出版社, 1998
- [23] 周起敏. 混凝土结构构造手册. 北京: 中国建筑工业出版社, 1994